

RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE EM VIGAS CURTAS
DE CONCRETO LEVE, SEM ARMADURA TRANSVERSAL.

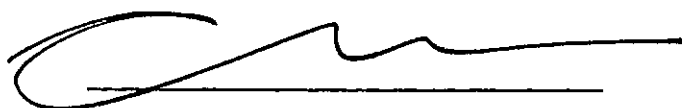
João Carlos Teatini de Souza Clímaco

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JA
NEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.)

Aprovada por:


Presidente





Rio de Janeiro

ESTADO DO RIO DE JANEIRO - BRASIL

OUTUBRO DE 1975

A meus pais,
João e Nini.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, pela orientação desta pesquisa e, principalmente, pelo exemplo dado de que o conhecimento é algo tão importante que deve ser transmitido integralmente a quem o deseja receber.

Ao professor Yosiaki Nagato, pelas sugestões e pelo seu estímulo e amizade.

Aos colegas da COPPE-UFRJ, Lídia, Augusto Cláudio e Juarez e aos funcionários do Laboratório de Estruturas, João e Vicente, por sua valiosa colaboração na realização dos ensaios.

Aos colegas professores do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília, em especial ao professor Eduardo Machado Gonçalves, pelas sugestões oportunas e pelo incentivo.

RESUMO

No ensaio à ruptura de uma viga de concreto armado sendo as cargas e as reações aplicadas nos bordos superior e inferior da viga, respectivamente (viga "diretamente carregada"), é patente que a resistência ao esforço cortante é grandemente afetada pela relação $\frac{a}{d} = \frac{\text{distância entre a carga e o apoio}}{\text{altura útil da viga}}$.

Assim, para vigas diretamente carregadas com valores de a/d menores que 2,5 (chamadas "vigas curtas") a resistência ao esforço cortante aumenta sensivelmente, em virtude da presença de uma significativa componente vertical da tensão de compressão entre a carga e a reação, sendo este efeito conhecido por "ação de arco".

Com o objetivo de examinar este comportamento no concreto leve estrutural de argila expandida, foram ensaiadas, até a ruptura, dez vigas de seção retangular sem armadura transversal, com valores de a/d entre 0,8 e 2,4.

Todas as vigas romperam por esforço cortante e a análise dos modos de ruptura observados indica que a resistência ao cortante no concreto leve é afetada pelas mesmas variáveis que afetam esta resistência no concreto de peso normal. A diferença entre os dois tipos de materiais é apenas na magnitude da resistência ao cortante, não havendo diferença fundamental de comportamento.

Os resultados obtidos dos testes foram comparados com os critérios de dimensionamento a esforço cortante recomendados por HANSON (1962), CEB-FIP (1970), ACI-COMMITTEE 318(1971), ZSUTTY (1971) e ABNT:NB-1 (1974), sendo apresentado um quadro que mostra as acentuadas diferenças entre estes critérios.

É proposta ainda uma fórmula empírica destinada a avaliar a resistência ao esforço cortante em vigas de seção retangular sem armadura transversal com valores de a/d entre 1,0 e 3,0.

Abstract

In the failure test of a reinforced concrete beam, with the loads and reactions applied on the top and bottom of the beam, respectively (named "directly loaded beam"), it is evident that the shear strength of the beam is greatly affected by the ratio of shear span to effective depth, a/d .

Thus, for directly loaded beams with a/d ratios smaller than 2.5 (named "short beams") the shear strength increases sharply, due to the presence of a significant vertical compressive stress component between the load and reaction, this effect being known as "arch action".

The present work's main purpose was to study this behavior in lightweight structural concrete with expanded shale aggregate, by means of the failure tests of ten rectangular beams without web reinforcement, with a/d values between 0.8 and 2.4.

All test beams failed in shear and the analysis of the observed failure patterns indicate that shear strength of the lightweight concrete is affected by the same variables as affect the strength of normal weight concrete. The difference between the types of materials is one of magnitude of shear resistance and not fundamental difference in behavior.

The test results were compared with shear design criteria of HANSON (1962), CEB-FIP (1970), ACI-COMMITTEE 318 (1971), ZSUTTY (1971) and ABNT:NB-1 (1974) and it is presented a table which shows accentuated differences between these criteria.

An empirical equation to evaluate the shear strength of rectangular without web reinforcement with a/d values between 1.0 and 3.0 is proposed.

ÍNDICE

RESUMO	iii
ABSTRACT	iv
1 - INTRODUÇÃO	
1.1 - Preliminares	01
1.2 - Classificação das vigas quanto ao fator a/d ...	02
1.3 - Modos característicos de ruptura por esforço cortante em uma viga curta	03
2 - PLANO DE PESQUISA	
2.1 - Características das vigas testadas	05
2.2 - Esquema de ensaio	06
2.3 - Instrumentação	07
3 - MECANISMO DE RESISTÊNCIA AO CORTANTE EM VIGAS DE CON CRETO ARMADO SEM ARMADURA TRANSVERSAL	
3.1 - Introdução	10
3.2 - Comportamento da viga antes do aparecimento da fissura de cisalhamento	10
3.3 - Comportamento da viga após o aparecimento da fissura de cisalhamento	12
3.3.1 - O aparecimento da fissura de cisalhamen to	12
3.3.2 - A transformação da viga em um arco de concreto bi-rotulado	13
3.4 - O mecanismo da ação de arco	15
3.5 - Influência de outros fatores	17
4 - MATERIAIS E DIMENSIONAMENTO	
4.1 - Materiais	21
4.1.1 - Areia	21
4.1.2 - Agregado graúdo	21

4.1.3 - Cimento	21
4.1.4 - Aço	22
4.1.5 - Concreto	22
4.2 - Dimensionamento	27
 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	
5.1 - Considerações gerais sobre os ensaios	31
5.2 - Modos de ruptura observados nos testes	31
5.2.1 - Vigas com $0 < a/d < 1,5$	31
5.2.2 - Vigas com $1,5 < a/d < 2,5$	32
5.2.3 - Ruptura por compressão excêntrica na <u>zo</u> na comprimida, acima da fissura de <u>cisa</u> lhamento	34
5.3 - Redistribuição de deformações no vão de corte ..	37
5.4 - Verificação da carga de fissura de cisalhamento.	40
5.5 - Verificação das flechas	41
5.6 - Tensões de compressão na biela de concreto	44
5.7 - Comparação dos valores da resistência ao esforço cortante obtidos dos testes com os valores calcu lados por vários critérios	48
5.8 - Proposição de um critério para avaliação da <u>re</u> sistência última ao esforço cortante em vigas de concreto armado sem armadura transversal	57
 6 - CONCLUSÕES	64
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67
 NOTAÇÕES	70
 APÊNDICE - ILUSTRAÇÕES FOTOGRÁFICAS	72

1. INTRODUÇÃO

1.1 Preliminares

O cálculo da armadura transversal para combater o esforço cortante em uma viga de concreto armado, continua tendo como base a teoria da treliça de Mörsch. Esta teoria faz a analogia entre a viga, depois de fissurada, e uma treliça. A armadura principal de tração e a zona de compressão constituem, respectivamente, os banzos tracionado e comprimido da treliça; as bielas de concreto, limitadas pelas fissuras inclinadas, são as diagonais comprimidas e a armadura transversal, composta de estribos ou barras dobradas, faz o papel de montantes ou diagonais tracionadas.

Critérios mais recentes propuseram a essa teoria várias correções pois demonstrou-se que o cálculo feito por ela conduz a uma armadura transversal superior à necessária, errando assim a favor da segurança. Tais correções possibilitam obter armaduras transversais mais econômicas.

Mas, se a teoria de Mörsch ainda é a base do cálculo da armadura transversal, o mesmo não se dá com a teoria de Mörsch relativa ao cálculo do esforço cortante que pode ser suportado por uma viga sem armadura transversal.

A hipótese de Mörsch de que a ruptura por esforço cortante de uma viga sem armadura transversal se dá quando a tensão principal de tração na altura da linha neutra atinge a resistência à tração simples do concreto, mostrou-se contrária à segurança, pois vigas sem armadura transversal dimensionadas segundo esse critério, podem romper sob a ação do esforço cortante antes de ser atingida a carga de ruptura por flexão.

As pesquisas modernas demonstram que nas vigas sem armadura transversal a resistência ao esforço cortante é oferecida pela zona de compressão, solicitada por um estado múltiplo de tensões. Trata-se, portanto, de uma resistência à ação combinada do esforço cortante e do momento fletor, não havendo muito sentido em se dizer simplesmente "resistência ao esforço cortante" (8).

Estas pesquisas mostram ainda a grande influência no

problema do fator $M / V.d$ que é proporcional à relação

$$\frac{M / z}{V} = \frac{N_c}{V}$$

pois $M = N_c \cdot z$

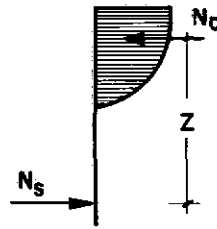


Figura 1

Nas vigas simplesmente apoiadas com cargas concentradas simétricas, temos:

$$\frac{M}{V.d} = \frac{a}{d}$$

na seção mais solicitada, sob a carga.

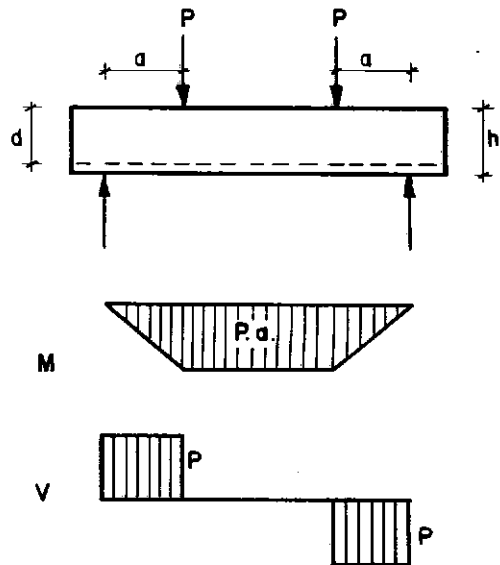


Figura 2

1.2 Classificação das vigas quanto ao fator a/d

Em geral, toma-se como carga de ruptura por esforço cortante em uma viga a carga que faz aparecer a primeira fissura de cisalhamento, isto é, a primeira fissura provocada pelas tensões principais de tração devidas ao esforço cortante.

Mas, para valores pequenos de $M/V.d$, isto é, para valo

res pequenos de a/d ($a/d < 2,5$ aproximadamente), a resistência da peça não se esgota ao surgir a primeira fissura de cisalhamento. Após o aparecimento dessa fissura, a zona de compressão da viga continua resistindo ao esforço cortante, o que permite aumentar a carga até a ruptura, desde que a armadura principal de tração seja suficiente e bem ancorada.

Assim, podemos fazer uma divisão das vigas, quanto a sua resistência ao esforço cortante, em:

— Vigas esbeltas: $\frac{a}{d} > 2,5$

— Vigas curtas : $\frac{a}{d} < 2,5$

A razão do aumento pronunciado na resistência ao esforço cortante das vigas curtas é o desenvolvimento de um tipo, de "ação de arco" que se forma entre a carga e o apoio quando $a/d < 2,5$.

As pesquisas mostram que esta ação de arco só existe quando a viga é carregada diretamente, isto é, este efeito não se nota em uma viga curta carregada através de consolos laterais, por exemplo (5, 8, 23, 24, 25).

1.3 Modos característicos de ruptura por esforço cortante em uma viga curta.

Desde que se forneça ancoragem suficiente para a armadura de tração a fim de que a destruição da ancoragem não acelere a ruína da viga, dois tipos de ruptura característicos podem ocorrer para as vigas curtas(4)

a - Esmagamento da biela de concreto (strut-like failure):

Para vigas com $0 < a/d < 1,0$, a ruptura se dá com o esmagamento de uma biela de concreto conectando o ponto de aplicação da carga e o apoio.

b - Esmagamento do concreto na zona de compressão (shear - compression failure):

Para vigas com $1,0 < a/d < 2,5$, a ruptura é devida à ação combinada do momento fletor e do esforço cortante: a fissura de cisalhamento se propaga para dentro da zona de compressão da viga, reduzindo a área útil para resistir às tensões de compressão da flexão, ocorrendo então o esmagamento desta área reduzida de concreto.

Nesses dois modos de ruptura a fissura de cisalhamento se desenvolve gradualmente com cada incremento de carga aplicada e a carga última sustentada pela viga é, em geral, considerávelmente maior que a carga para a qual a primeira fissura de cisalhamento se forma.

2. PLANO DE PESQUISA

2.1 Características das vigas testadas

Foram moldadas dez vigas de concreto leve estrutural de seção retangular, sem armadura transversal, dimensionadas segundo os critérios válidos para o concreto comum, oferecendo assim condições de se verificar a aplicabilidade desses critérios ao concreto leve estrutural.

Como se desejava obter a ruptura das peças por esforço cortante, a armadura longitudinal de tração foi majorada, para se evitar o risco de ocorrer uma ruptura por flexão.

As vigas foram classificadas segundo os parâmetros:

a - Resistência à compressão do concreto.

Sua importância no problema é evidente, visto que nos dois modos de ruptura citados (1.3) se dá o esmagamento do concreto. Segundo a resistência à compressão do concreto as vigas foram divididas em dois grupos:

$$\text{Grupo A: } f_{c28} = 150 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{Grupo B: } f_{c28} = 200 \text{ kgf/cm}^2$$

b - Relação a/d.

Sua influência já foi mostrada anteriormente (1.2), valendo lembrar que a denominação "viga curta" é feita com base nessa relação.

Para se observar o comportamento das vigas curtas dentro de todo o intervalo $0 < a/d < 2,5$, foram fixados os seguintes valores de a/d, para ambos os grupos A e B: 0,8; 1,2; 1,6; 2,0; 2,4.

As vigas foram identificadas com os números:

Grupo A: vigas 8A, 12A, 16A, 20A, 24A.

Grupo B: vigas 8B, 12B, 16B, 20B, 24B.

Assim, por exemplo, a viga 12A tem $a/d = 1,2$ e o concreto com resistência a compressão $f_{c28} = 150 \text{ kgf/cm}^2$.

As dimensões fixadas para as vigas são mostradas na ta
bela 1

Tabela 1 - Dimensões das vigas-teste

VIGA Nº	$\frac{a}{d}$	d cm	h cm	a cm	b cm	l cm
8A - 8B	0,8	30	33	24	15	200
12A - 12B	1,2	40	43	48	20	240
16A - 16B	1,6	40	43	64	20	240
20A - 20B	2,0	40	43	80	20	240
24A - 24B	2,4	40	43	96	20	240

Para as vigas de vão livre 200 cm e 240cm foram fornecidos comprimentos além do apoio de 20cm e 30cm, respectivamente.

2.2 Esquema de ensaio

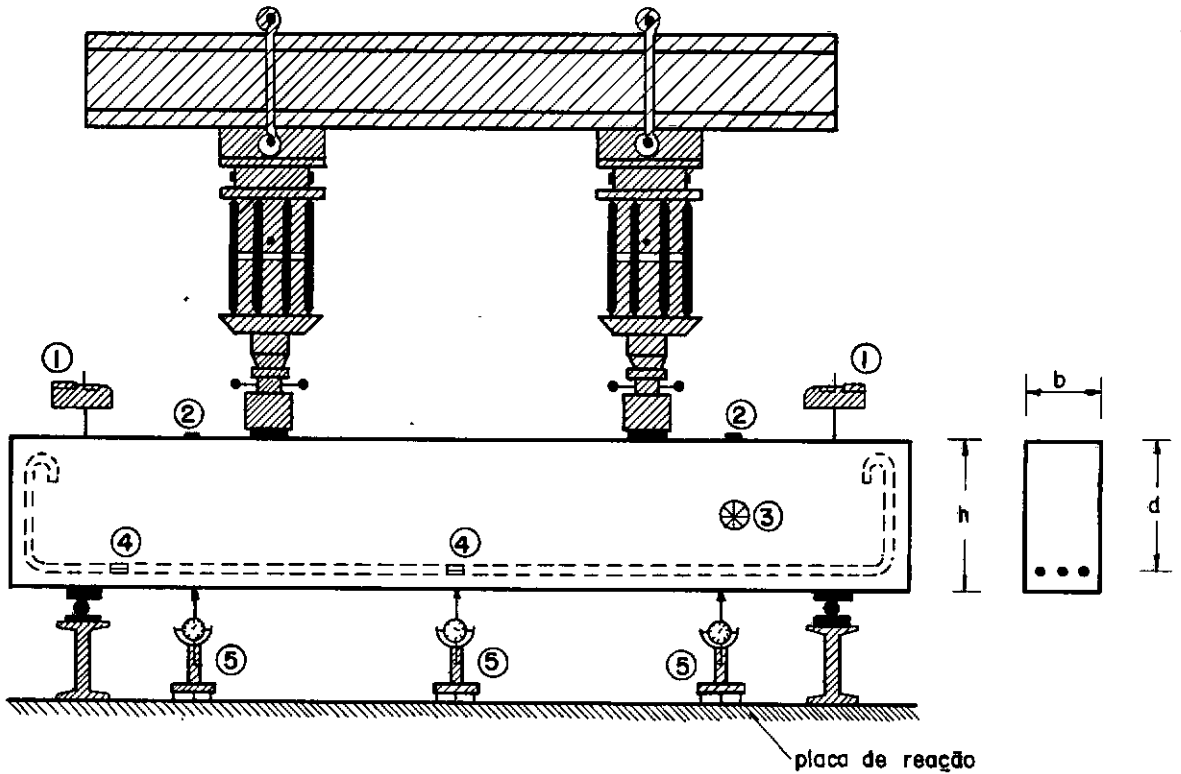
A montagem escolhida foi a viga simplesmente apoiada com duas cargas concentradas simétricas. Esta montagem é a mais usual nas investigações de ruptura por esforço cortante pois tem a vantagem de combinar duas condições diferentes de teste: flexão pura na região entre as cargas e esforço cortante constante nas duas regiões extremas da viga.

Os ensaios foram efetuados na placa de reação da COPPE-UFRJ, com a viga diretamente apoiada sobre a placa através de aparelhos de apoio de aço.

As cargas foram aplicadas à viga por meio de macacos hidráulicos conectados a um pulsador Amsler. Os incrementos de carga aplicados à viga variaram de 500 kgf a 2000 kgf, dependendo da capacidade de carga prevista para a viga.

2.3 Instrumentação

A figura 3 mostra detalhes do esquema de montagem e a localização dos instrumentos de medida usados nas vigas.



- ① Clinômetros de bolha.
- ② Extensômetros elétricos na fibra mais comprimida.
- ③ Roseta de extensômetros elétricos na face lateral.
- ④ Extensômetros elétricos na armadura de tração.
- ⑤ Defletômetro.

Fig. 3— Detalhe da montagem dos testes e instrumentação das vigas.

As vigas foram carregadas até à ruptura. Imediatamente após cada incremento de carga, a localização, extensão e abertura das fissuras foram registradas e efetuadas as seguintes medições:

a - Ângulos de rotação.

Medidas feitas com clinômetros de bolha fixados à viga através de barras verticais de aço, acima dos apoios.

b - Flechas.

Medidas no meio do vão e dentro dos vãos de corte (sob as cargas para as vigas 8A e 8B e a 30 cm do apoio para as demais) com defletômetros de precisão 0,001 cm.

c - Deformações na armadura longitudinal.

Na face inferior da viga foram abertas pequenas janelas no concreto, dando acesso à armadura longitudinal e no meio do vão e a 10 cm de um apoio foram colados, longitudinalmente, extensômetros elétricos de resistência numa mesma barra de aço.

O objetivo desta medida foi verificar uma conclusão de pesquisas recentes sobre vigas curtas, de que seguindo-se à formação da primeira fissura de cisalhamento há uma redistribuição de tensões dentro do vão de corte, com um aumento brusco das tensões no aço nas vizinhanças do apoio.

d - Deformações do concreto na fibra mais comprimida.

Na face superior da viga, dentro do vão de corte, foram colados extensômetros elétricos na direção longitudinal.

Com a medida das deformações do concreto na fibra mais comprimida buscou-se observar um fato considerado importante na interpretação do mecanismo "ação de arco", de que logo após o aparecimento da primeira fissura de cisalhamento ocorre uma redução marcante no desenvolvimento das deformações do concreto na zona comprimida.

Os extensômetros elétricos foram colados com as seguintes distâncias do ponto de aplicação da carga:

10 cm - para vigas com $a/d = 0,8$

20 cm - para vigas com $a/d = 1,2$

30 cm - para vigas com $a/d = 1,6; 2,0; 2,4$

e - Deformações na Biela de concreto.

Dentro do vão de corte, na metade da distância entre a

carga e o apoio, à meia altura da seção, foi colada na superfície lateral da viga uma roseta de extensômetros elétricos, dando as medidas das deformações na horizontal e nas duas direções principais, admitidas inclinadas de 45° em relação à horizontal. Com os valores dessas deformações, valendo-se das formulas da Teoria da Elasticidade, vão ser obtidas as tensões principais de tração e compressão antes e após o aparecimento da primeira fissura de cisalhamento.

3. MECANISMO DE RESISTÊNCIA AO CORTANTE EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEM ARMADURA TRANSVERSAL.

3.1 Introdução

O principal obstáculo na análise da ruptura por esforço cortante em uma viga de concreto armado é o grande número de parâmetros envolvidos, alguns dos quais não são ainda bem conhecidos. Este problema só poderá ser completamente resolvido quando o mecanismo interno de distribuição de forças no membro de concreto armado após o aparecimento da fissura de cisalhamento estiver claramente entendido.

Apesar do grande número de testes já efetuados e de terem sido obtidas equações empíricas satisfatórias, é patente a necessidade de trabalhos de pesquisas adicionais, não apenas para explorar outras áreas do problema mas para estabelecer uma teoria basicamente racional para efeitos do esforço cortante no comportamento das peças de concreto armado.

Além disso, a ruptura por esforço cortante é bastante complexa pois a propagação da fissura de cisalhamento pode ser extremamente rápida e a ruptura pode se dar na zona tracionada da viga, na zona comprimida, na alma ou ainda numa combinação destas três.

3.2 Comportamento da viga antes do aparecimento da fissura de cisalhamento.

Nesta fase o comportamento da viga é satisfatoriamente conhecido: aparecem as primeiras fissuras de flexão na região de momento fletor máximo e que se desenvolvem em extensão e abertura com o aumento da carga. A formação destas fissuras transforma a viga de concreto numa estrutura semelhante a um pente (16): a zona comprimida da viga é a "espinha dorsal" do pente, enquanto os blocos de concreto entre as fissuras de flexão representam os "dentes" do pente, como mostra a Figura 4.a.

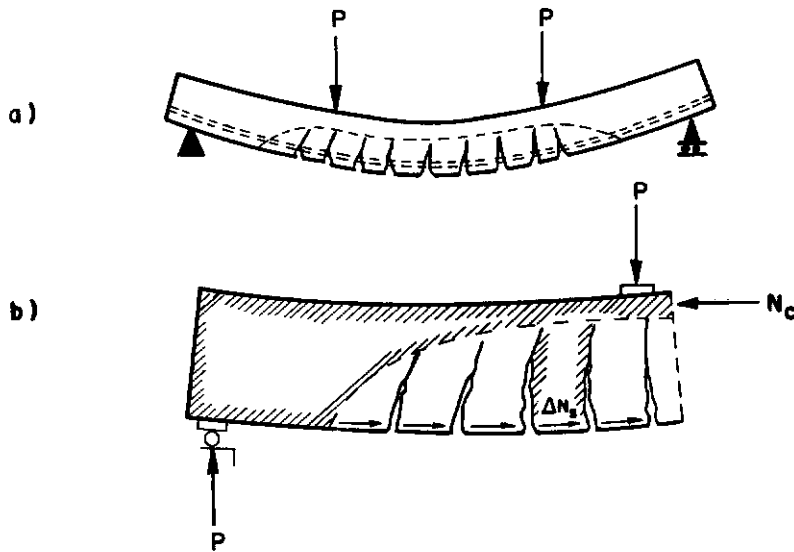


Fig. 4 — Transformação da viga de concreto armado numa estrutura semelhante a um pente.

Se considerarmos a parte do concreto como um corpo livre e imaginar que se remova a armadura de tração, mas não suas reações, não haverá mudança nas forças agindo no concreto. Teremos assim, cada "dente" de concreto funcionando como um pequeno cantilever, ancorado na zona de compressão da viga e sollicitado pela força ΔN_s proveniente da aderência entre a armadura de aço e o concreto (Fig. 4.b).

Nesta fase teremos a peça comportando-se rigorosamente como uma viga (beam action), tendo zonas de tração e compressão bem definidas, enquanto os "dentes" de concreto são capazes de resistir à força ΔN_s .

O mecanismo de forças agindo no pequeno cantilever de concreto é bastante complexo, e ainda insuficientemente entendido. As forças que podem agir em um típico cantilever de concreto em uma viga sem armadura da alma são identificadas como se segue (ver Fig. 5).

- a - Uma força de aderência ΔN_s causada pelo aumento da força de tração na armadura de flexão entre duas fissuras adjacentes.
- b - Desde que ocorre um deslocamento relativo devido ao cortante entre as duas faces de uma fissura, as forças G_1 e G_2 podem ser geradas pela interação entre as partículas do agregado, devido às superfícies irregulares das faces de uma fissura.
- c - Os mesmos deslocamentos devido ao cortante podem induzir forças de rebite (dowel forces), D_1 e D_2 , através da armadura longitudinal.
- d - Na extremidade superior do cantilever uma força axial P , uma força cortante V_h e um momento M_c podem ser induzidos.

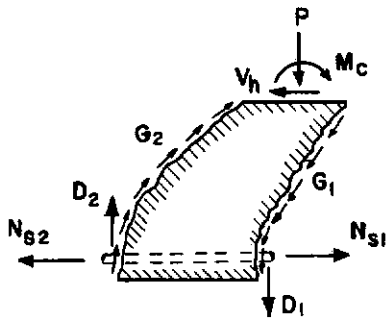


Fig. 5 — Mecanismo de forças agindo no "dente" do concreto trabalhando como um cantilever.

3.3 Comportamento da viga após o aparecimento da fissura de cisalhamento.

3.3.1 O aparecimento da fissura de cisalhamento

Sob aumento de carga, e depois de várias fissuras verticais terem aparecido na parte central da viga, a primeira fissura na seção extrema tornar-se-á visível em algum lugar na vizinhança da carga P . Como o concreto tem resistência mais baixa à tração, as fissuras sempre serão normais às direções principais de tração e desde que as trajetórias de compressão são também normais às

tensões de tração, as fissuras seguem a forma das trajetórias de compressão (Fig. 6)

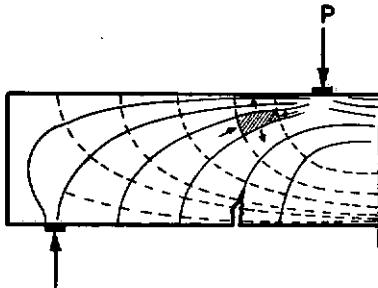


Fig.6 — Desenvolvimento das trajetórias de tensão na viga de concreto armado ao aparecimento da primeira fissura de cisalhamento.

—— Trajetórias de compressão.

---- Trajetórias de tração.

Como o momento fletor é máximo na parte central da viga, esta fissura não pode ser atribuída ao momento fletor. A única diferença notável que poderia ser achada seria a existência de uma força cortante na seção extrema da viga. Portanto, foi decidido que a força cortante ou a tensão de cisalhamento, deveria ser responsável por essa fissura, sendo escolhido o termo "fissura de cisalhamento". Existem ainda discordâncias sobre o termo "ruptura por cortante" pelo fato de que várias formas de ruptura podem se processar após o aparecimento desta fissura. Por isso vários autores preferem usar "ruptura diagonal" pelo fato de que uma fissura diagonal é a característica visível de todas rupturas que não são rupturas de flexão (16).

3.3.2 A transformação da viga em um arco de concreto bi-rotulado.

Com o aumento gradativo da carga, os dentes de concreto perdem sua resistência, visto que a ação de rebite e as forças de contato no agregado das faces irregulares de uma fissura diminuem com o aumento de carga (12).

Depois de ter desaparecido a resistência dos dentes de

concreto, as forças de aderência ΔN_s não existem mais. Sendo praticamente destruída a aderência entre o aço e o concreto, o aço desliza na região entre a carga e o apoio, e desde que seja fornecida ancoragem suficiente para a armadura longitudinal, a força de tração N_s na armadura será aproximadamente a mesma de um extremo a outro da viga (sendo a eficiência da ancoragem de grande importância no problema, nos capítulos seguintes será abordada novamente).

A viga, sem aderência entre aço e concreto, transforma-se então em um arco de união bi-rotulado, tendo sido Mörsch quem pela primeira vez formulou essa hipótese (6,12,16,19,22,23,25).

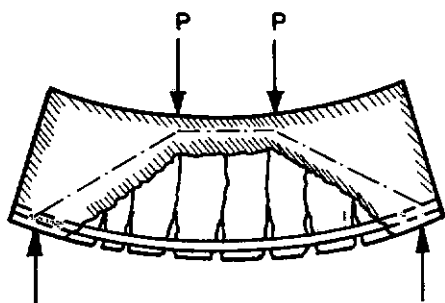


Fig. 6.a - A viga se transforma em um arco de concreto bi-rotulado.

Foi observado porém que esta ação de arco (arch action) não ocorre para toda a classe de vigas. Quando a fissura de cisalhamento aparece, a viga pode romper ou pode suportar aumentos adicionais na força cortante, atingindo a ruptura com uma carga bem maior que a de fissuração. Este comportamento depende principalmente da razão a/d , da maneira pela qual a carga é aplicada e da grandeza da zona comprimida da viga.

Pode-se assim fazer uma importante divisão das vigas em duas classes quanto à sua resistência à força cortante:

a - Vigas curtas.

Quando $a/d < 2,5$ e o carregamento é feito diretamente, a resistência da viga não se esgota ao surgir a primeira fissura de cisalhamento. Devido à ação de arco a viga irá romper com cargas acima da carga de fissuração.

b - Vigas esbeltas.

Quando $a/d > 2,5$ a viga rompe, geralmente, ao ser atingida a carga que provoca a primeira fissura de cisalhamento. Portanto não se observa a ação de arco nas vigas esbeltas.

Vigas curtas carregadas indiretamente (através de consolos laterais, por exemplo) também se comportam como vigas esbeltas, não apresentando a ação de arco (24,25).

Assim, embora o problema da resistência ao esforço cortante em uma viga de concreto armado sem armadura transversal seja bastante complexo e envolva um grande número de fatores, numerosos pesquisadores tem sugerido que a ação de arco tem colaboração significativa na resistência ao esforço cortante nas vigas curtas com condições diretas de carga e apoio.

Dois argumentos tem sido geralmente lançados como evidência da ação de arco e da transformação de uma viga com aderência em uma sem aderência:

1. A presença de uma força de tração uniforme na armadura após o surgimento da primeira fissura de cisalhamento.
2. A presença, nos instantes que precedem a ruptura, de fissuras verticais originadas na face comprimida sobre os apoios e perto dos pontos de carga, dentro do vão de corte. Esta fissura tem sido explicada em termos de uma força de compressão excêntrica solicitando o bloco de concreto situado entre a fissura de cisalhamento e a extremidade da viga (12,19,22).

No capítulo Análise de Resultados será feito o estudo desses dois fatores, relativamente à série de vigas testadas.

3.4 O Mecanismo da Ação de Arco.

Consideremos o mecanismo de forças atuando no bloco de concreto não fissurado, dentro do vão de corte.

Devido à perda de aderência, desaparecem as forças de intercâmbio entre as barras de aço e o concreto, exceto nas extremidades das barras.

A força de tração N_s , nas barras da armadura, torna-se constante de um extremo a outro da viga, sendo que nestes extremos é necessário fornecer algum tipo de ancoragem para transferir a força N_s do aço para o concreto.

A Figura 7 mostra o bloco de concreto além da fissura de cisalhamento, tomado como um corpo livre.

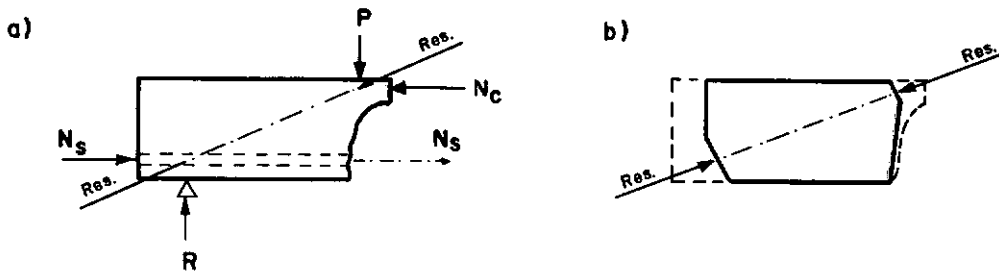


Fig.7 — Forças atuando no bloco de concreto.

Considerando-se a parte extrema da viga (Fig. 7.a), há quatro forças agindo: N_s , N_c , P e R . A resultante de N_s e R deve estar em equilíbrio com a resultante de N_c e P , isto é, as duas resultantes tem de ser iguais e opostas. O bloco de concreto (Fig. 7.b) está solicitado por uma compressão diagonal e a linha de pressões (direção da resultante) é uma linha diagonal reta.

No caso de vigas curtas, isto é, à medida que a carga se aproxima do apoio, esta linha diagonal tende para uma linha vertical. Assim, nestas vigas, as tensões de compressão entre a carga e o apoio apresentarão componentes verticais significantes, de importância predominante sobre as tensões horizontais devidas à flexão.

É evidente que tal condição de tensões na seção extrema da viga é bastante favorável, justificando a importância do desenvolvimento da ação de arco na resistência ao esforço cortante em uma viga curta.

Como já foi citado anteriormente, este aumento de resistência ao cortante exige condições diretas de carregamento, isto é,

que as cargas sejam aplicadas na face superior da viga, comprimindo-a em direção ao apoio (Segundo PADUART as tensões normais verticais de compressão, oriundas da "perturbação local" nas vizinhanças das cargas concentradas, provocariam um "efeito de pinça") (8).

Se, no entanto, a carga é transmitida indiretamente à viga, isto é, cargas "penduradas" na viga através de vigas secundárias, a ação de arco não se desenvolve, a não ser que se coloquem estribos especiais capazes de transferir as cargas à face superior da viga (5, 8, 23, 24, 25).

3.5 Influência de outros fatores

O mecanismo de resistência ao esforço cortante em uma viga curta, tal como foi descrito, não levou em consideração alguns fatores que podem tornar o problema mais complexo:

a - A afirmativa de que, após a fissura de cisalhamento, uma viga de concreto armado com aderência se transforma em uma viga sem aderência, passando a se comportar como um arco bi-articulado, tem como conceito básico o fato de que a força de tração no aço se torna constante em toda a extensão da viga.

Entretanto, alguns pesquisadores (22) mostraram que esta força de tração não permanece rigorosamente constante, mesmo na região onde a ruptura por cortante ocorre, indicando a existência de zonas distintas de tração e compressão na extensão da viga.

Assim, vemos que a perfeita ação de arco só se desenvolveria em vigas onde o aço estivesse perfeitamente sem aderência com o concreto, sendo fornecida ancoragem suficiente.

b - Após o aparecimento da fissura de cisalhamento, o aumento na abertura desta fissura na sua parte inferior leva a uma deformação na armadura principal: as duas partes da viga separadas pela fissura giram uma em relação à outra, aproximadamente em torno do extremo superior da fissura.

Isto faz com que a armadura de tração na fissura seja pressionada para baixo tal que a força naquela parte da armadura que atravessa a fissura não será mais horizontal (Fig. 8).

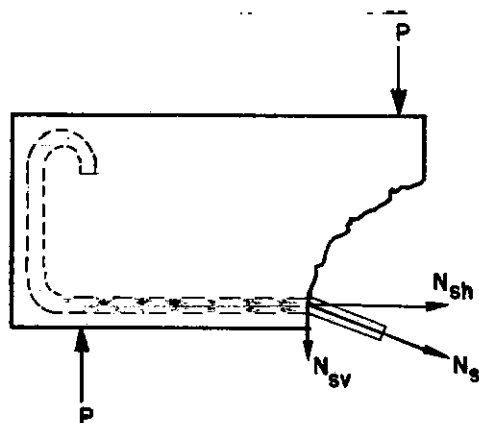


Fig. 8 —Forças na armadura de tração após o aparecimento da fissura de cisalhamento.

A componente vertical da força de tração na armadura N_{sv} , causa a formação de uma fissura horizontal ao longo da armadura de tração, propagando-se em direção ao apoio, a qual provoca uma perda progressiva de aderência (23).

Uma barra de aço unindo as duas faces da fissura de cisalhamento estaria sujeita a uma ação de rebite. Com a crêscimos adicionais de carga, a abertura desta fissura pode se tornar de uma grandeza tal, que poderia se dizer que esta barra de aço estaria submetida a uma autêntica flexão na região entre as faces da fissura. A medida que a carga aplicada se aproxima da carga última, dá-se uma perda total da aderência e se o tipo de ancoragem adotado não for o mais adequado, pode ocorrer uma destruição da ancoragem, acelerando a ruína da viga (Fig. 9).

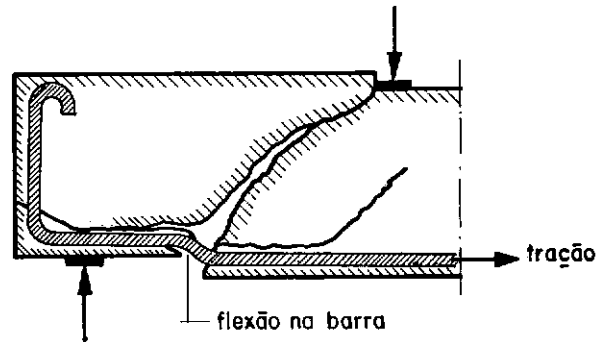


Fig. 9 — Ruptura da viga com destruição da ancoragem.

Este comportamento pode levar a uma importante distinção dentro do próprio campo das vigas curtas:

— Para vigas com a/d muito pequeno (valores em torno de 1,0), como a direção da resultante (ver Fig. 7) é muito próximo da vertical, o deslocamento relativo das duas partes da viga separadas pela fissura de cisalhamento é muito pequeno, desenvolve-se a plena ação de arco pois a ancoragem não é afetada.

— Para vigas curtas com valores de a/d entre 1,0 e 2,5 e tendo em vista a ausência de qualquer espécie de armadura transversal, o deslocamento relativo citado é significante, dando então lugar à destruição parcial ou total da ancoragem da armadura de tração (Fig. 9), fazendo com que a ação de arco não se desenvolva plenamente e influindo negativamente no valor da carga última aplicada. Nas vigas testadas tal fato foi observado em todas as vigas com $a/d > 1,5$.

- c - Quando a ruptura se aproxima, a fissura de cisalhamento se estende até quase a borda da face superior da viga. Teremos então, uma faixa esbelta de concreto, acima desta fissura, sujeita à ação combinada do esforço cortante e compressão axial, podendo ocorrer uma ruptura por insta

bilidade de equilibrio da zona comprimida, sob uma carga bem menor que a carga última prevista para a viga, como ocorreu com uma das vigas testadas (viga 20B).

No capítulo "Análise de Resultados" voltaremos a abordar esses fatos relacionados aos modos de ruptura das vigas, tendo em vista os testes realizados.

4. MATERIAIS E DIMENSIONAMENTO

4.1 Materiais

4.1.1 Areia

Foi usada na confecção do concreto, areia grossa, lavada e peneirada. Suas características, obtidas dos ensaios, foram:

a. Granulometria:

Diâmetro máximo D_{max} = 2,4 mm

Módulo de finura MF = 3,24

b. Peso específico aparente γ_{ap} = 1,5 kg/ℓ

c. Peso específico absoluto γ_{abs} = 2,65 kg/ℓ

4.1.2 Agregado graúdo

Foi usado como agregado graúdo o agregado leve argila expandida, fabricada pela CINASA S.A. As características tiradas dos ensaios foram:

a. Granulometria:

Diâmetro máximo D_{max} = 19,0 mm

Módulo de finura MF = 8,05

b. Peso específico aparente γ_{ap} = 0,68 kg/ℓ

c. Peso específico absoluto γ_{abs} = 1,10 kg/ℓ

d. Absorção em água (em 15 min).

Porcentagem absorvida em peso... 5,7%

Porcentagem absorvida em
volume absoluto 6,3%

Porcentagem absorvida em
volume aparente 3,9%

4.1.3 Cimento

Na confecção do concreto foi empregado o cimento tipo Portland, marca Mauá.

4.1.4 Aço

A armadura longitudinal das vigas foi executada em aço da categoria CA-50A. Dos ensaios à tração das amostras obtiveram-se os resultados agrupados na Tabela 2 e os diagramas tensão-deformação mostrados nas figuras 10.a e 10.b.

Tabela 2 - Características do aço

Aço	ϕ pol.	ϕ cm.	Área cm ²	f_y kgf/cm ²	f_s kgf/cm ²	ϵ_r %	E_s tf/cm ²
CA-50A	3/4	1,98	3,08	5600	8000	19	2100
CA-50A	1/2	1,30	1,33	5500	7900	16	2100

As amostras de aço foram ensaiadas à tração na prensa Amsler-100tf e as deformações das barras medidas, simultaneamente, com extensômetros mecânico e eletrônico. A deformação de ruptura ϵ_r , foi tomada na zona de estrição em um comprimento de aproximadamente dez diâmetros.

4.1.5 Concreto

As vigas foram divididas em dois grupos, segundo a resistência à compressão do concreto:

GRUPO A:

Concreto com $f_{c_{28}} = 150 \text{ kgf/cm}^2$

Adotou-se para este grupo o traço em peso já utilizado em pesquisa anterior (10):

1: 3,2 : 1,9*

(*) Trata-se de agregado graúdo leve.

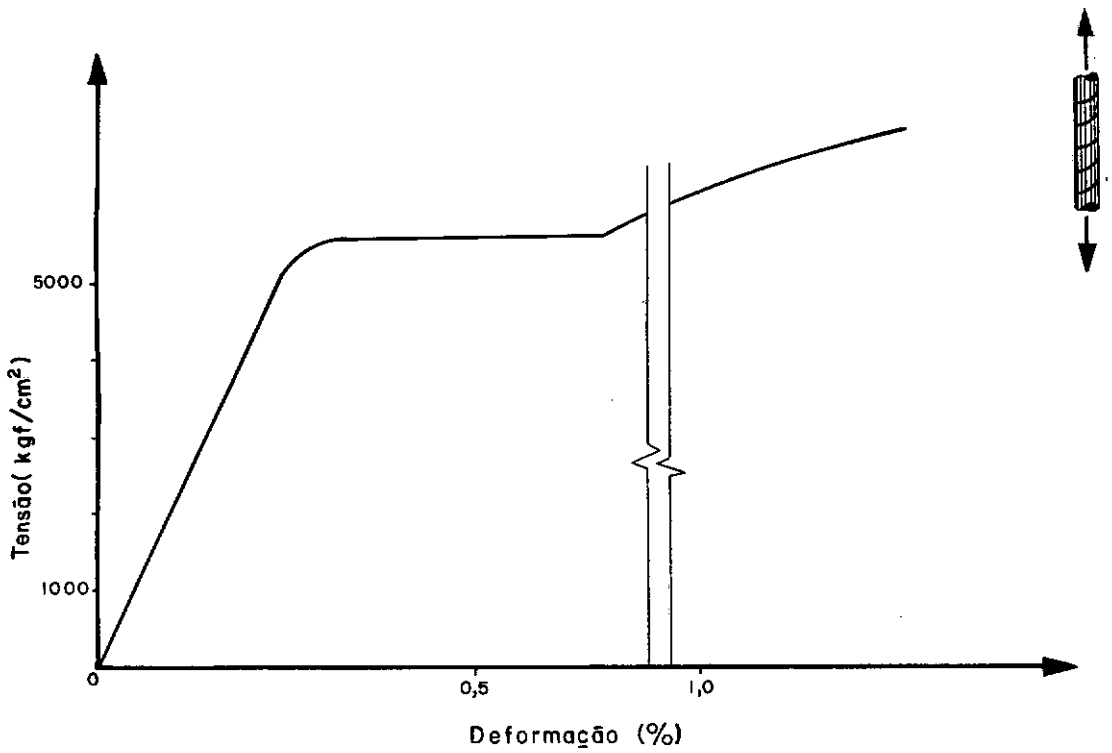


Fig.10.a — Diagrama tensão-deformação do aço CA-50A, \varnothing 3/4".

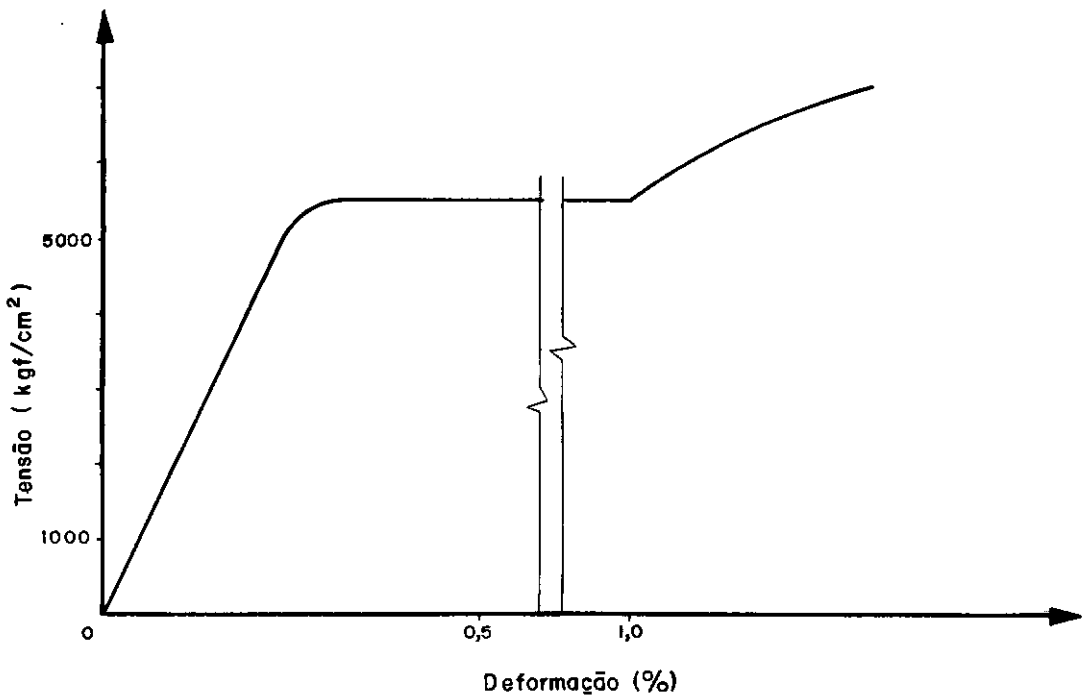


Fig.10.b — Diagrama tensão-deformação do aço CA-50A, \varnothing 1/2".

Fator água-cimento: $X = 0,75 \text{ kg/ℓ}$

Consumo de cimento: 250 kg/m^3

GRUPO B:

Concreto com $f_{c_{28}} = 200 \text{ kgf/cm}^2$

Empregou-se um traço baseado no método do INT, substituindo-se o volume de brita por um mesmo volume de agregado grão leve (argila expandida):

a. Fator água-cimento: $X = 0,65 \text{ kg/ℓ}$

b. Relação cimento-agregado em peso: $1 : M$

$$\text{Areia + brita: } M = \frac{X}{A} - 1 = 5,9$$

onde $A = 9,5\%$ (vibração mecânica moderada)

c. Traço em peso (cimento: areia: agregado grão)

$$1 : AR : B$$

$$\text{Brita: } B = K(M + 1) = 3,45$$

$$\text{Areia: } AR = M - B = 2,45$$

onde $K = 0,5$ (vibração e $D_{\max} = 19 \text{ mm}$)

d. Substituindo-se o volume de brita por igual volume de agregado grão leve:

$$\text{Argila expandida: } P = B \cdot \frac{\gamma_{ap}(\text{leve})}{\gamma_{ap}(\text{brita})} = 3,45 \times \frac{0,68}{1,48} = 1,68$$

Assim, obteve-se o traço:

$$1 : 2,45 : 1,68^*$$

Fator água-cimento: $X = 0,65 \text{ kg/ℓ}$

Consumo de cimento: 290 kg/m^3

Obteve-se para ambos os traços slump igual a 1cm.

(*) Trata-se de agregado grão leve.

Fabricação das vigas:

As vigas foram moldadas em formas de Madeirit e para a ca da viga retirados quatro corpos de prova cilíndricos (dimensões 15 cm x 30 cm).

Obedeceu-se à seguinte ordem de lançamento dos materi^{ais} à betoneira: 10% da água, argila expandida, areia, cimento e o restante da água (cada betonada com 150ℓ). O concreto apresen^{tu}ou boa trabalhabilidade para o adensamento com vibrador de imer^{são}.

Os corpos de prova foram vibrados com vibrador de imer^{são}, capeados com pasta de cimento e, após 24 horas, retirados das formas, sendo então curados da mesma forma que a viga.

No dia do ensaio de uma viga, determinava-se os pesos específicos dos corpos de prova correspondentes e avaliava-se a resistência média à compressão do concreto da viga, obtida como valor médio dos ensaios à compressão dos corpos de prova.

Quatro corpos de prova de cada grupo foram usados na de^{terminação} do diagrama tensão-deformação: característico do con^{creto} (Figs. 11.a e 11.b). O valor do módulo de deformação do con^{creto}, E_c , foi tomado com a inclinação da tangente à curva ten^{são}-deformação pela origem.

A Tabela 3 apresenta os valores médios para a resistên^{cia} à compressão, módulo de deformação longitudinal e peso especí^{fico} do concreto das vigas dos Grupos A e B.

Tabela 3: Características do concreto

VIGAS	CONCRETO Traço em peso	FATOR A/C kg/l	IDADE dias	γ_c kg/m ³	f_c kgf/cm ²	E_c tf/cm ²
GRUPO A	1:3,2 :1,9*	0,75	66-105	1690	195,0	130
GRUPO B	1:2,45:1,68*	0,65	57- 84	1670	244,0	160

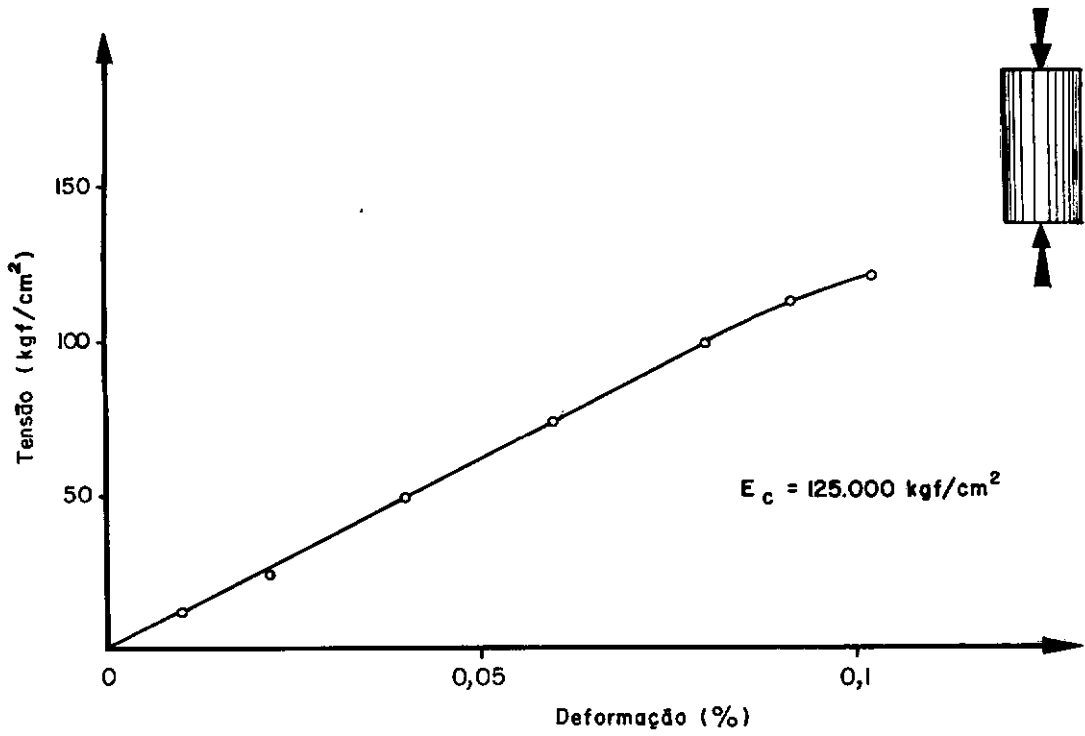


Fig.II.a — Diagrama tensão — deformação do concreto traço 1:3,2:1,9* (A/C=0,75)

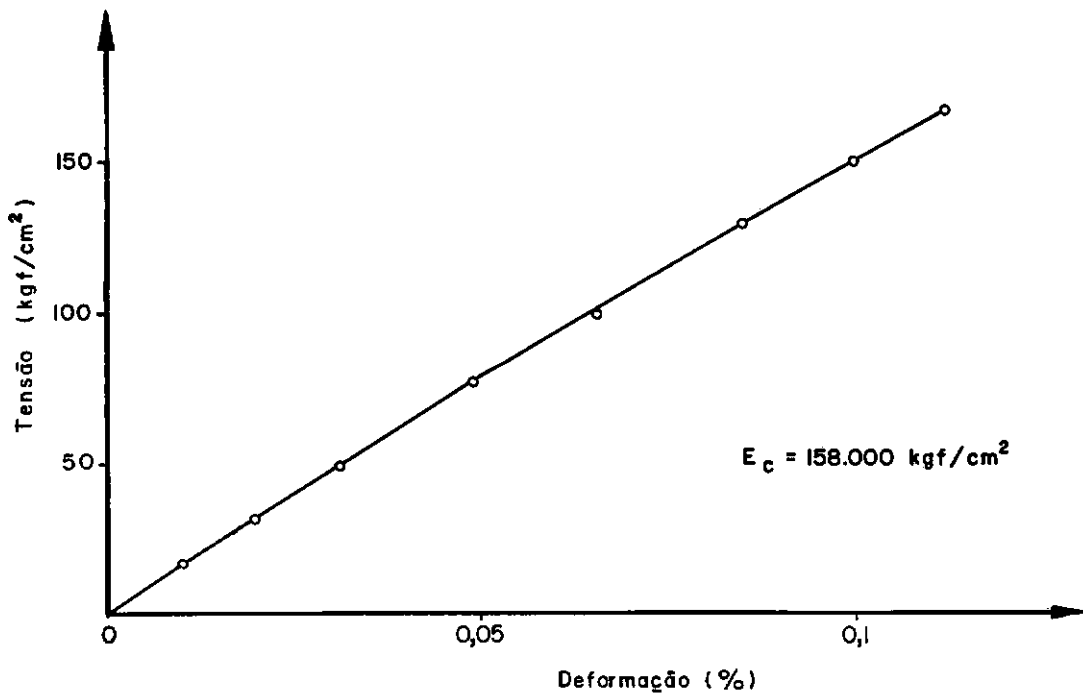


Fig.II.b — Diagrama tensão — deformação do concreto traço 1:2,45:1,68* (A/C=0,65)

OBS.:

O CEB-FIP 1970 (11) na sua recomendação R.12,221 permite calcular o módulo de deformação longitudinal tangente dos concretos leves pela fórmula:

$$E_c = 6000 \sqrt{\gamma_c^3 \cdot f_c}$$

onde E_c e f_c são expressões em kgf/cm² e γ_c em t/m³.

O valor de E_c , segundo esta fórmula, tem uma aproximação de $\pm 30\%$.

Para o concreto usado, com o emprego da fórmula, obtemos

GRUPO A $E_c = 184000 \text{ kgf/cm}^2$

GRUPO B $E_c = 202000 \text{ kgf/cm}^2$

Comparando-se estes valores com os mostrados na Tabela 3, obtidos dos diagramas tensão-deformação do concreto, conclui-se que as diferenças entre os módulos de deformação do concreto estão dentro da margem de 30% estipulada pelo CEB-FIP.

4.2 Dimensionamento

Tendo em vista que se desejava obter a ruptura da viga por esforço cortante, calculamos o esforço cortante último, V_u , que deve ser resistido por uma viga de concreto armado sem armadura transversal.

O cálculo de V_u foi feito através de um critério deduzido das recomendações do CEB-FIP 70, segundo o qual a variação da participação do concreto na resistência ao esforço cortante pode ser dada pelo gráfico de $\tau_{wu} = V_u/b.d$ em função do fator a/d , sendo que os limites máximos e mínimo de τ_{wu} seriam aproximadamente (8):

$$\text{para } a/d \leq 1,0 \dots\dots\dots V_u/b.d = 0,2f_c$$

e

$$\text{para } a/d \geq 3,0 \dots\dots\dots V_u/b.d = 0,4\sqrt{f_c}$$

com f_c dado em kgf/cm². Para valores intermediários de a/d , ... $V_u/b.d$ será dado por interpolação linear (Fig. 12).

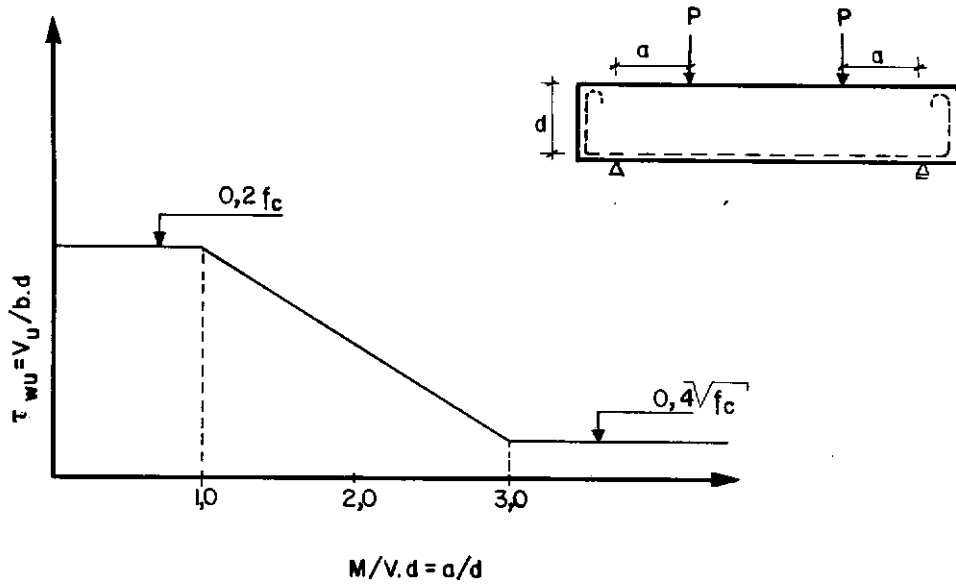


Fig. 12 — Variação da resistência ao esforço cortante em uma viga de concreto armado.

O limite superior é tirado de R.43, 142 (Corresponde ao esmagamento da biela de concreto).

O limite inferior vem de R.43, 143-a (Fazendo $\eta_0 = 0$ para armadura transversal teórica nula) ou de R.43, 153-2 (Desnecessidade de armadura transversal em lajes com $h \geq 60$ cm).

As vigas já têm suas dimensões definidas e foram divididas em dois grupos segundo a resistência à compressão do concreto (ver 2.1.a, 2.1.b e a Tabela 1). Calculamos então, a partir do gráfico da Fig. 12 os valores de τ_{wu} e V_u para cada viga, obtendo em seguida os valores do momento fletor último, $M_u = V_u \cdot a$, para a ruptura por cortante.

Para se precaver de uma ruptura por flexão, que não é o modo de ruptura desejado, o valor de M_u foi majorado de 40%, obtendo-se o momento fletor de cálculo $M_d = 1,4 V_u \cdot a$.

O cálculo da armadura longitudinal necessário para resistir a M_d , adotando-se aço de categoria CA-50A, foi feito baseado nas "Tabelas com Coeficientes Adimensionais para o Cálculo de Peças de Concreto Armado no Estádio III" do Prof. F.L. CARNEIRO(9).

A marcha do cálculo e a armadura adotada são mostrados na Tabela 4.

Tabela 4: Valores teóricos de V_u , M_u , e M_d e a armadura longitudinal adotada.

VIGA	a/d	V_u t_f	$M_u = V_u \cdot a$ $t_{f.m}$	$M_d = 1,4 M_u$ $t_{f.m}$	A_s cm ²	$\rho = A_s / b \cdot d$	Nº de barras e diâmetros
8A	0,8	13,5	3,2	4,5	3,8	0,0084	3 ϕ 1/2"
12A	1,2	22,0	10,6	14,8	11,4	0,0142	4 ϕ 3/4"
16A	1,6	18,0	11,5	16,1	11,4	0,0142	4 ϕ 3/4"
20A	2,0	14,0	11,2	15,7	11,4	0,0142	4 ϕ 3/4"
24A	2,4	10,0	9,6	13,5	8,5	0,0106	3 ϕ 3/4"
8B	0,8	18,0	4,3	6,0	5,0	0,0112	4 ϕ 1/2"
12B	1,2	29,0	14,1	19,7	14,3	0,0178	5 ϕ 3/4"
16B	1,6	23,8	15,2	21,3	14,3	0,0178	5 ϕ 3/4"
20B	2,0	18,2	14,6	20,4	14,3	0,0178	5 ϕ 3/4"
24B	2,4	12,8	12,3	17,2	11,4	0,0142	4 ϕ 3/4"

A armadura foi executada seguindo-se rigorosamente as recomendações do CEB-FIP (11) quanto ao espaçamento mínimo entre as barras, espessura da camada de concreto de recobrimento e comprimento de ancoragem.

Para dar ancoragem suficiente à armadura de tração a viga foi executada com um comprimento excedente além do apoio e o tipo de ancoragem escolhido foi o dobramento em L na extremidade da barra (Fig. 13). Utilizando-se as fórmulas do CEB-FIP (11) relativas à aderência e ancoragem, verificou-se que o comprimento de ancoragem fornecido cobria com bastante folga às exigências da norma.

Sendo de grande importância, na ruptura por esforço cortante em uma viga, a eficiência da ancoragem, voltaremos a tratar

do assunto no capítulo seguinte.

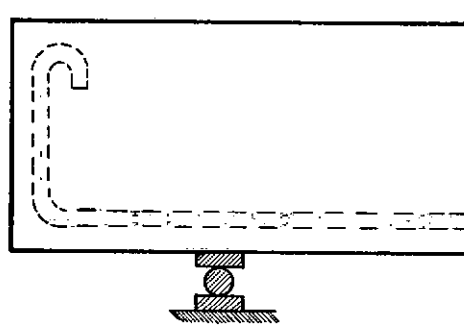


Fig. 13— Detalhe da ancoragem da armadura de tração.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1. Considerações gerais sobre os ensaios

Os ensaios das vigas foram realizados seguindo-se o plano citado (ver 2.2). O mecanismo de aplicação de carga consistia de dois macacos hidráulicos, cada um com capacidade máxima de carga igual a 25tf.

Esta limitação obrigou a uma mudança no dispositivo de ensaio de uma das vigas (viga 12B), cuja carga última prevista superava a capacidade dos macacos. Esta viga foi ensaiada na Prensa Amsler-100tf, mas em lugar de duas cargas simétricas usou-se apenas uma carga central, deslocando-se os apoios a fim de se conservar a relação $a/d = 1,2$. Esta providência surtiu o efeito desejado, apesar de ter a viga rompido com uma carga um pouco abaixo da esperada, em virtude de se aplicar uma carga muito alta em um único ponto.

Para as demais vigas seguiu-se o esquema previsto, com resultados positivos, sendo que todas as vigas ensaiadas romperam por ação da força cortante.

5.2 Modos de ruptura observados nos testes

5.2.1 Vigas com $0 < a/d < 1,5$

Nestas vigas muito curtas, a direção da resultante (ver 3.4) é quase vertical, de forma que as tensões de compressão no concreto, na região entre a carga e o apoio, têm componentes verticais que predominam sobre as tensões horizontais devidas à flexão. Tem-se então o integral desenvolvimento da ação de arco com a viga rompendo sob uma carga muito superior à carga que provoca a primeira fissura de cisalhamento, ocorrendo o esmagamento da biela de concreto ligando a carga ao apoio (Fig. 14).

Para estas vigas as fissuras de cisalhamento aparecem a partir de fissuras de flexão já existentes ou surgem já acima do

nível da armadura, provavelmente por um efeito semelhante ao do ensaio de tração indireta (ensaio de compressão diametral)(5).

Este tipo de ruptura foi observado nas vigas 8A, 8B, 12A, 12B e 16A, sendo que nas três primeiras foi extremamente nítida.

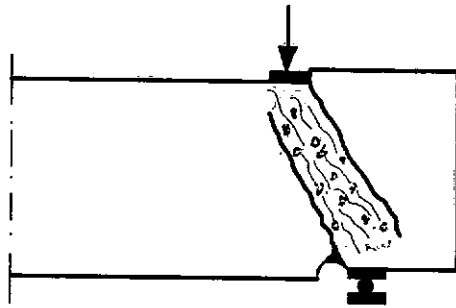


Fig. 14 — Ruptura por esmagamento da biela de concreto (Strut-like failure)

5.2.2 Vigas com $1,5 < a/d < 2,5$

A fissura de cisalhamento, geralmente, origina-se de uma fissura vertical de flexão dentro do vão de corte, a qual parte da face tracionada da viga até um pouco acima do nível da armadura de tração. A partir daí, a fissura de cisalhamento se inclina e progride na direção da carga, fazendo com o eixo da viga um ângulo de aproximadamente 45° . Com o aumento de carga, a fissura se torna curva à medida que se aproxima do ponto de aplicação da carga e nos instantes que precedem a ruptura propaga-se paralelamente à borda comprimida, penetrando alguns centímetros na região de momento fletor constante.

Ao mesmo tempo, na extremidade inferior da fissura de cisalhamento, uma fissura secundária se propaga ao longo da armadura longitudinal em direção ao apoio (ver 3.5.b), fazendo com que

a armadura deslize (5,7,23).

A ruptura poderá se dar sob duas formas:

- a - Esmagamento do concreto na zona de compressão
(Shear-compression):

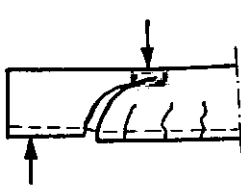
É uma ruptura devida à ação combinada do momento fletor e do esforço cortante. A fissura de cisalhamento se propaga até quase a borda superior da zona comprimida, reduzindo a área útil para resistir às tensões horizontais de compressão devidas à flexão, ocorrendo o esmagamento desta área reduzida de concreto (Fig. 15.a).

- b - Destruição da ancoragem da armadura longitudinal
(Shear-tension):

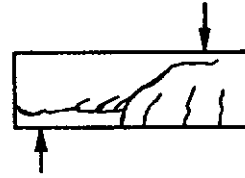
A propagação da fissura horizontal, ao nível da armadura de tração, em direção ao apoio, causa uma perda de aderência e se não for fornecida ancoragem suficiente para a armadura longitudinal pode ocorrer a ruína da viga por destruição da ancoragem (Fig. 15.b).

Dos ensaios realizados pôde ser observado que a ancoragem em L, da armadura longitudinal, não resultou muito eficiente, pois a destruição da ancoragem acelerou a ruína das vigas, não propiciando o total desenvolvimento da ação de arco, que possibilitaria uma carga de ruptura mais alta, caso a viga rompesse exclusivamente no modo "a". Isto foi particularmente notado na viga 16B que rompeu prematuramente.

É importante notar que para as vigas dessa classe ($1,5 < a/d < 2,5$) esses dois modos de ruptura ocorrem quase simultaneamente tornando-se difícil apontar um ou outro como principal causa da ruína da viga.



a. Esmagamento do concreto na zona de compressão.
(Shear-compression)



b. Destruição da ancoragem da armadura de tração.
(Shear-tension)

Fig. 15 — Modos de ruptura por cortante em vigas curtas com $1,5 < a/d < 2,5$.

5.2.3 Ruptura por compressão excêntrica da zona comprimida acima da fissura de cisalhamento.

Em uma das vigas-teste foi observado um terceiro tipo de ruptura por esforço cortante, não muito comum e que talvez só se apresente com a total ausência de armadura transversal.

Com a propagação da fissura de cisalhamento até as proximidades da borda superior da viga, uma faixa esbelta de concreto da zona comprimida, acima desta fissura, fica submetida à ação combinada de esforço cortante e compressão axial devida ao momento fletor. Sob estas condições pode ocorrer uma ruptura local por tração na face superior da viga, devido a uma compressão com grande excentricidade na zona comprimida acima da fissura de cisalhamento (12,22).

Esta forma de ruptura foi observada na viga 20B, que rompeu bruscamente sob uma carga muito abaixo da prevista (Fig. 16).

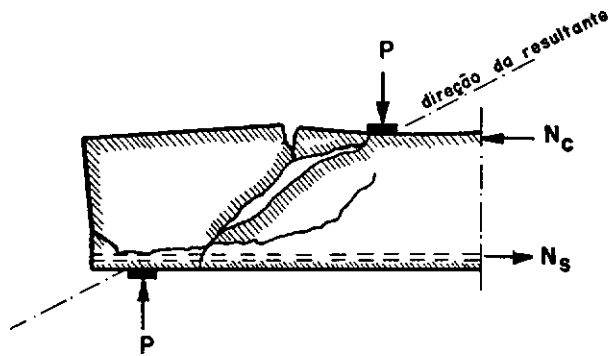


Fig.16 — Ruptura na zona comprimida, acima da fissura de cisalhamento por compressão excêntrica.

OBSERVAÇÕES:

É importante notar que em nove das dez vigas testadas, para cargas próximas à de ruptura, surgiram fissuras verticais partindo da face comprimida da viga, sobre os apoios ou nas vizinhanças dos pontos de carga, dentro do vão de corte. Estas fissuras tem sido explicadas em vários trabalhos, como resultado da compressão excêntrica solicitando o bloco de concreto não fissurado, entre a fissura de cisalhamento e o apoio (5, 12, 19, 22).

Este fato tem sido tomado como um indicativo da mudança de comportamento estrutural da viga para um arco de união, pois é um fenômeno limitado às vigas com pequenos valores de a/d , as quais apresentam uma redistribuição de esforços dentro do vão de corte, após surgir a primeira fissura de cisalhamento (ver 5.3).

A Tabela 5 apresenta os valores do esforço cortante último, V_u , e do esforço cortante correspondente ao aparecimento da primeira fissura de cisalhamento, V_c , bem como o modo de ruptura para cada viga testada.

Tabela 5 - Modos de ruptura

VIGA	f_c kgf/cm ²	$\rho = \frac{A_s}{bd}$	V_c tf	V_u tf	MODO DE RUPTURA
8A	177,5	0,0084	7,0	17,0	Esmagamento da biela de concreto
8B	245,9	0,0112	7,0	22,6	Esmagamento da biela de concreto
12A	184,0	0,0142	8,0	23,5	Esmagamento da biela de concreto
12B	250,9	0,0178	9,0	25,0	Esmagamento da biela de concreto
16A	204,0	0,0142	6,0	16,0	Esmagamento da biela de concreto
16B	247,3	0,0178	6,0	11,0	Destruição da ancoragem *
20A	189,7	0,0142	7,0	11,0	Esmagamento da zona comprimida **
20B	245,8	0,0178	6,0	8,0	Tração na borda superior
24A	223,3	0,0106	6,0	8,0	Esmagamento da zona comprimida **
24B	231,8	0,0142	6,0	9,0	Esmagamento da zona comprimida **

(*) associada com esmagamento da zona comprimida e tração na borda superior devido a compressão excêntrica.

(**) associado com destruição da ancoragem da armadura de tração.

5.3 Redistribuição de deformações no vão de corte

Uma característica importante das vigas curtas é que se guindo-se à formação da primeira fissura de cisalhamento observa-se uma marcante redistribuição de deformações dentro do vão de corte, tanto para o concreto quanto para o aço.

Esta redistribuição é considerada por numerosos pesquisadores como uma evidência da transformação de uma viga de concreto armado sem armadura transversal em um arco bi-articulado (12, 13,16,19,22).

a - Concreto

Foram efetuadas as medidas das deformações na face comprimida das vigas, perto das cargas concentradas, dentro do vão de corte, através de extensômetros elétricos (ver 2.3.d).

Constatou-se que as deformações de compressão crescem com a carga aplicada até a formação da primeira fissura de cisalhamento. A partir daí, a relação carga-deformação muda abruptamente: com a carga aumentando a deformação diminui aproximando-se de zero, e em algumas vigas chega a aparecer tração na face comprimida da viga.

Na Fig. 17 apresentamos os diagramas esforço cortante-deformação do concreto na face comprimida, para várias vigas testadas, mostrando todos eles a redistribuição a pós a fissura de cisalhamento. Nas curvas foram registrados os valores do esforço cortante para a primeira fissura de cisalhamento, V_c , observados nos testes.

b - Aço

Utilizando-se extensômetros elétricos foram medidas as deformações na armadura longitudinal no meio do vão e a 10cm do apoio da viga (ver 2.3.c).

Calculadas as tensões na armadura longitudinal, obtiveram-se os diagramas esforço cortante-tensão no aço mostrados na Fig. 18.

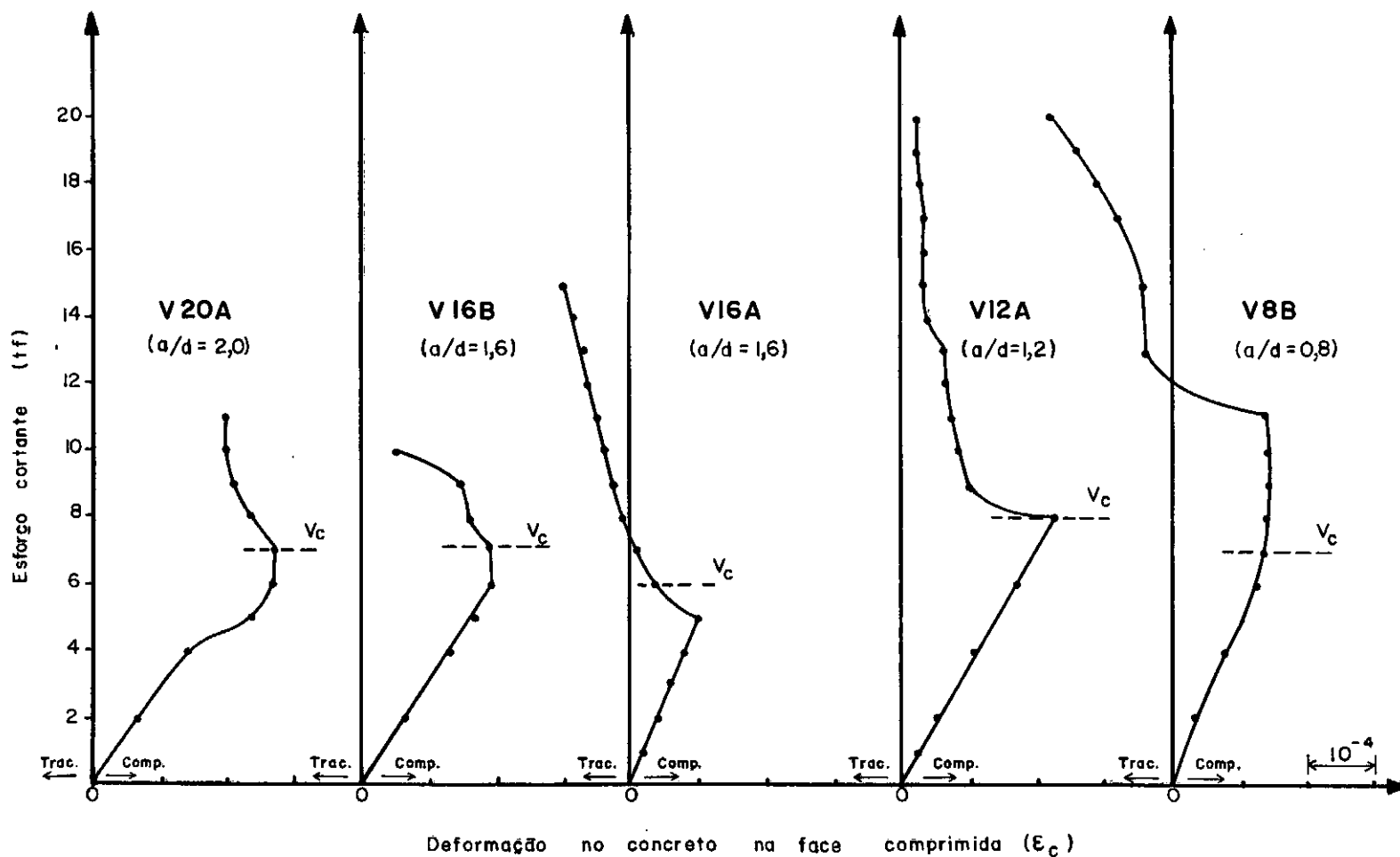
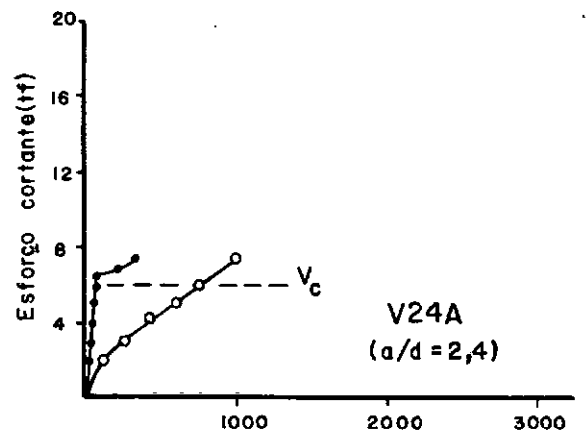
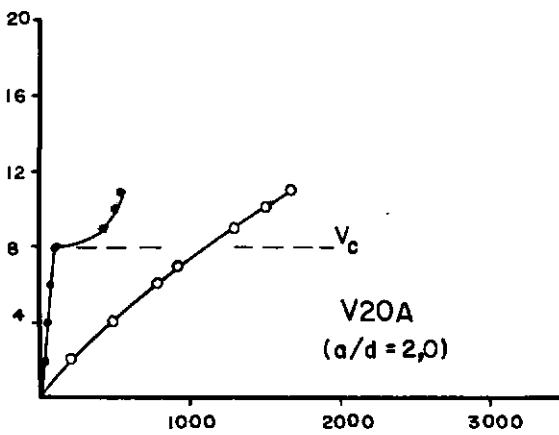
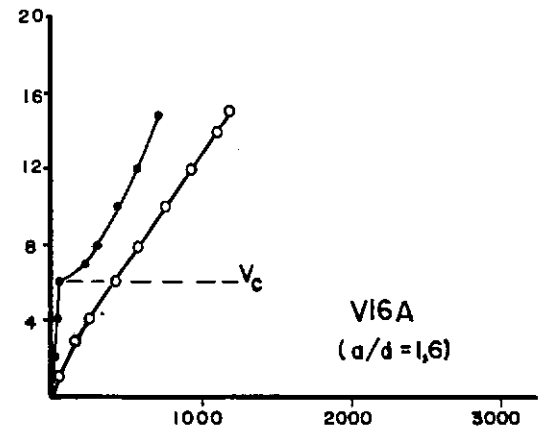
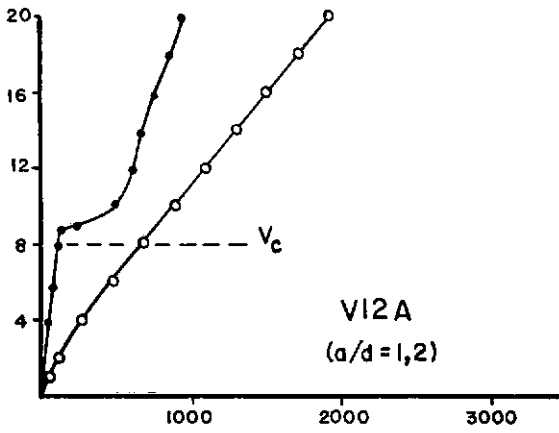
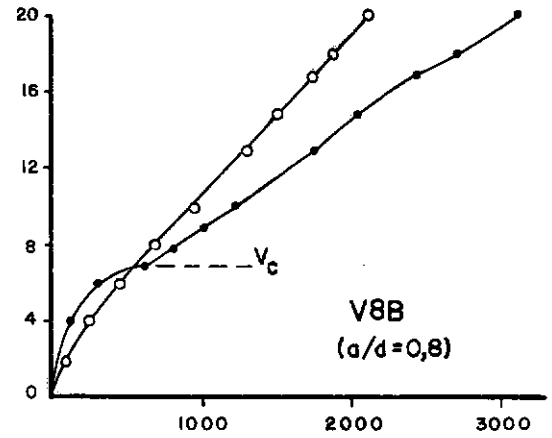
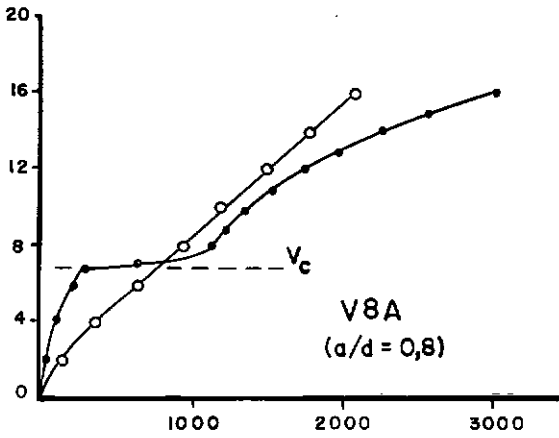


Fig. 17 — Diagramas esforço cortante - deformação no concreto da face comprimida, dentro do vão de corte.

O esforço cortante para primeira fissura de cisalhamento, V_c , é mostrado nas curvas.



Tensão no aço (kgf/cm^2)

Fig.18 - Diagramas esforço cortante-tensão na armadura de tração.

V_c : esforço cortante para a primeira fissura de cisalhamento.

○ - no meio do vão

● - a 10cm do apoio

Em cada diagrama temos a variação das tensões no aço no meio do vão e perto do apoio.

Dos diagramas nota-se que inicialmente a tensão no aço perto do apoio se desenvolve pouco; ao se atingir o esforço cortante correspondente à primeira fissura de cisalhamento, V_c , a tensão começa a crescer rapidamente, mostrando uma clara redistribuição de tensões no vão de corte.

Entretanto, a partir dos diagramas, não se pode afirmar que a tensão no aço passa a ser uniforme ao longo do vão, como foi concluído dos ensaios de alguns pesquisadores (19). Note-se que apenas para as vigas com valores muito pequenos de a/d ($a/d=0,8$) a tensão no aço perto do apoio tornou-se maior que a tensão no aço no meio do vão, enquanto que para as demais, apesar do crescimento da tensão no aço perto do apoio, após a fissura de cisalhamento, ela continuou menor que a tensão no aço no meio do vão.

Esta conclusão concorda com a observação feita em 3.5.a de que a força de tração na armadura longitudinal não se torna rigorosamente uniforme ao longo de todo o vão como era admitido no mecanismo da transformação da viga de concreto armado em um arco bi-articulado (ver 3.3.2), podendo se concluir daí que a plena ação de arco só seria possível para vigas com valores de a/d muito pequenos ($a/d \leq 1,0$).

Dos diagramas pode se ver também que, mesmo nos instantes da ruptura, a tensão no aço permaneceu bem abaixo do limite de escoamento para o aço adotado (CA 50A).

5.4 Verificação da carga de fissura de cisalhamento

A carga de fissura de cisalhamento foi definida como a carga sob a qual a primeira fissura inclinada, dentro do vão de corte, atravessava o eixo neutro da viga.

Desde que a determinação desta carga por observação do ensaio dá margem à incertezas, outros meios são usados para veri

ficar a exatidão desta determinação, valendo-se de algumas propriedades válidas para vigas curtas.

Pode-se efetuar a verificação da carga de fissura de cisalhamento usando-se o diagrama esforço cortante-deformação do concreto na zona comprimida (Fig. 17) e o diagrama esforço cortante-tensão no aço (Fig. 18), já que ambos exibem uma transição bem definida da seção não fissurada para a seção fissurada por cisalhamento.

Nestes diagramas estão marcados os valores obtidos dos testes, do esforço cortante correspondente à fissura de cisalhamento, V_c , que é igual à carga aplicada quando a viga tem duas cargas simétricas. Estes valores podem ser verificados, comparando-os com as ordenadas dos pontos onde as curvas mudam bruscamente de inclinação. Vale frisar que vigas esbeltas ($a/d > 2,5$) não possuem esta propriedade.

5.5 Verificação das flechas

O controle de flechas nas vigas de concreto leve é uma importante consideração de projeto, em virtude do módulo de deformação relativamente baixo deste material.

Em todas as vigas testadas, para cada incremento de carga foram medidas as flechas no centro do vão e em dois pontos simétricos em relação ao centro, situados dentro do vão de corte.

A Fig. 19 mostra os diagramas esforço cortante - flecha para três vigas testadas. Sobre as curvas está representado o esforço cortante V_c . Pode-se notar que para cargas abaixo de V_c as curvas são aproximadamente lineares e que um aumento acentuado nas flechas ocorre após a fissura de cisalhamento. Nos diagramas nota-se que este aumento nas flechas torna-se mais pronunciado à medida que cresce o fator a/d , ou seja, à medida que a viga se torna mais esbelta.

A tabela 6 mostra uma comparação das flechas calculada e medida no centro do vão para as vigas testadas, com todos os valores de a/d da pesquisa, sob cargas menores que a que provoca a fissura de cisalhamento.

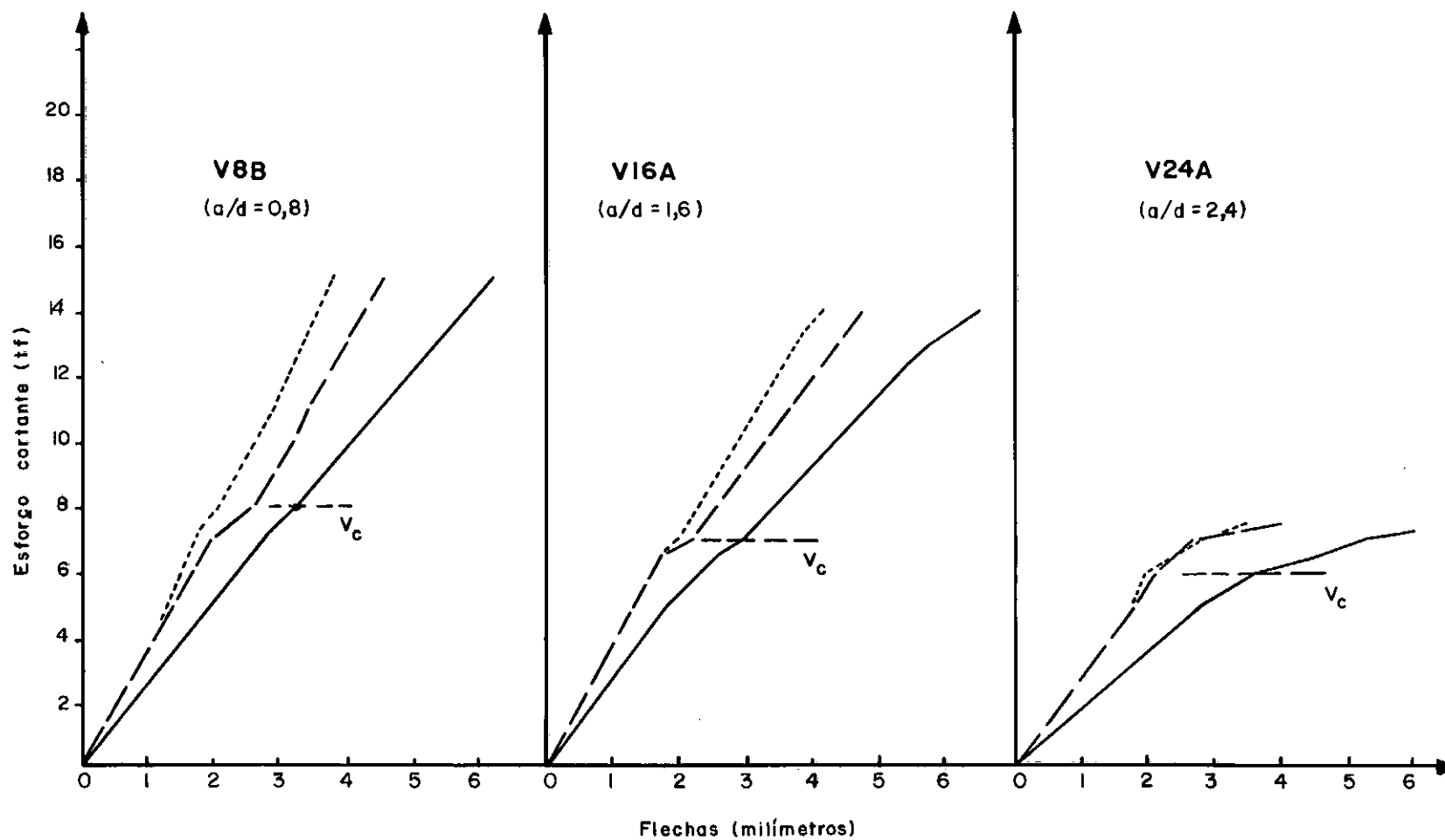


Fig. 19 — Diagramas esforço cortante — flecha para três vigas testadas.

- centro da viga.
- - - dentro do vão de corte (do lado onde a viga rompeu)
- ... dentro do vão de corte (do lado oposto)

Tabela 6 - Comparação entre as flechas medida e calculada no centro do vão.

VIGA	$n=E_s/E_c$	$\rho=\frac{A_s}{b \cdot d}$	k_x Calculado	V tf	FLECHAS	
					Calculada cm	Medida cm
8B	13,1	0,0112	0,41	6,0	0,198	0,230
12A	16,1	0,0142	0,48	8,0	0,211	0,235
16A	16,1	0,0142	0,48	6,0	0,202	0,220
16B	13,1	0,0178	0,49	6,0	0,162	0,180
20A	16,1	0,0142	0,48	6,0	0,238	0,265
20B	13,1	0,0178	0,49	6,0	0,191	0,215
24A	16,1	0,0106	0,44	5,0	0,265	0,280
24B	13,1	0,0142	0,45	5,0	0,203	0,225

O cálculo das flechas na viga já fissurada por flexão foi feito usando-se a rigidez EI da peça no Estádio II, obtida através da fórmula (10,13,14):

$$(EI)_{II} = A_s \cdot E_s \cdot (d - x) \cdot z$$

sendo:

$$x = k_x \cdot d$$

e

$$z = \frac{1}{3} \cdot d (1 - k_x)$$

onde

$$k_x = \left[2n\rho + (n\rho)^2 \right]^{1/2} - n\rho$$

O valor da flecha no meio do vão será:

$$\text{flecha} = K. \frac{P}{0,75(EI)_{II}}$$

O coeficiente K é dado pela fórmula para o cálculo de flechas no regime elástico, em vigas simplesmente apoiada com duas cargas simétricas:

$$K = \frac{al^2}{24} \left[3 - 4 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

Observando-se a Tabela 6 nota-se que, em todos os casos, a flecha calculada foi menor que a medida, sendo a diferença média entre as duas da ordem de 9,7%. O método de cálculo acima prediz apenas a flecha devida à flexão, de acordo com a prática geral.

Foi feita ainda, uma comparação das flechas de uma viga de concreto leve da presente pesquisa com as medidas por HANSON (14) em uma viga de concreto normal de características semelhantes, constatando-se que, apesar da resistência à compressão do concreto ser aproximadamente igual nos dois casos, as flechas na viga de concreto leve eram, em média, 25% maiores que as flechas na viga de concreto normal, sendo o módulo de deformação do concreto leve aproximadamente igual a 2/3 do módulo de deformação secante do concreto normal.

5.6 Tensões de compressão na biela de concreto

As deformações principais de tração e compressão na biela de concreto conectando a carga e o apoio foram computadas através de uma roseta de extensômetros elétricos colada na face lateral, à meia altura da viga (ver 2.3.c).

Com estas deformações, aplicando-se as fórmulas da Teoria da Elasticidade, calculou-se a tensão principal de compressão antes e depois de aparecer a primeira fissura de cisalhamento.

a. Antes da fissura de cisalhamento:

$$\sigma_c = \frac{E_c}{1-\nu^2} (\epsilon_c - \nu \epsilon_t) \quad \text{com } \nu = 0,24$$

b. Após a fissura de cisalhamento:

Foi feito o cálculo da tensão de compressão no concreto considerando duas hipóteses:

b.1. Supondo que a tensão de tração no concreto seja nula. Neste caso:

$$\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c$$

b.2. Supondo haver uma tensão de tração perpendicular ao eixo da biela e no máximo igual à resistência à tração do concreto, f_t . Neste caso:

$$\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c - \nu \cdot f_t$$

Segundo as Recomendações do CEB-FIP 70 (11), baseadas na teoria da treliça de Mörsch (8, 10, 20), a ruptura da viga por esmagamento da biela de concreto se daria com a tensão de compressão no concreto da biela entre os limites

$$0,5f_c \leq \sigma_c \leq f_c .$$

A Fig. 20 apresenta os diagramas tensão de compressão na biela de concreto-esforço cortante para 3 vigas testadas: as vigas 8B e 12A que romperam por esmagamento da biela de concreto e a viga 20A que rompeu por esmagamento do concreto na zona comprimida.

A observação da Fig. 20 mostra uma diferença marcante nos diagramas para as vigas rompendo em modos diferentes. As vigas 8B e 12A apresentam um desenvolvimento acentuado nas tensões de compressão na biela, estando estas tensões, na ruptura, entre os limites indicados pelo CEB-FIP 70. Por outro lado, na viga 20A estas tensões pouco se desenvolveram e, na ruptura, a tensão de

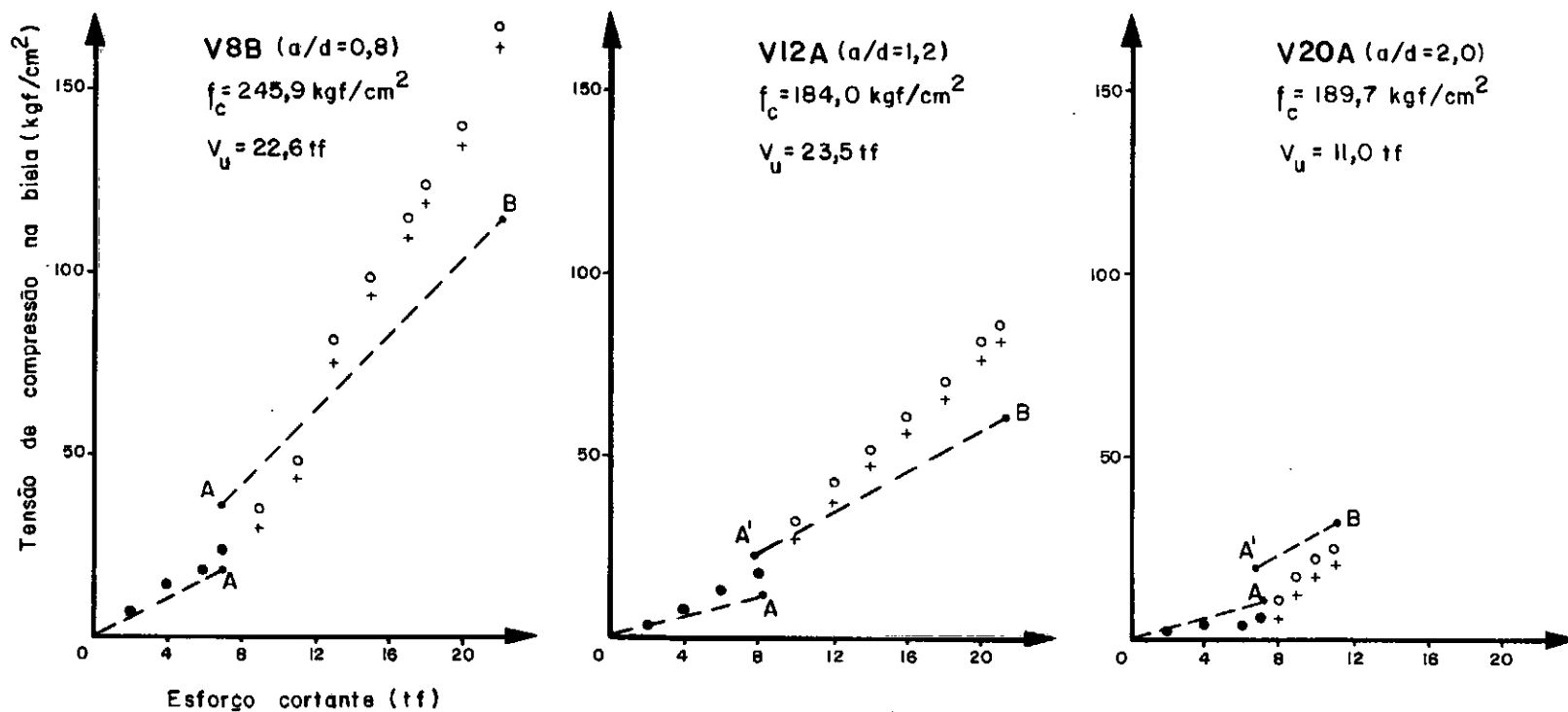


Fig. 20 — Diagramas Tensão de compressão na biela de concreto — esforço cortante.

Antes da fissura de cisalhamento ----- ●

Depois da fissura de cisalhamento

	com $\sigma_t = 0$ ----- ○
	com $\sigma_t = f_t$ ----- +

Reta OA ----- $\sigma_c = V/bz = 1,15 V/bd$

Reta AB ----- $\sigma_c = 2(V/bz) = 2,30 V/bd$

compressão na biela ficou muito abaixo do limite inferior ($0,5f_c$) evidenciando que não houve esmagamento da biela. Estas medidas são um dado importante na confirmação dos modos de ruptura característicos, analisados em 2.2.

Nos diagramas, as linhas tracejadas \overline{OA} e $\overline{A'B}$ representam os valores teóricos da tensão de compressão na biela, computados por critério deduzido da treliça de Mörsch, segundo o qual, após o aparecimento da fissura de cisalhamento a tensão principal de compressão à altura da linha neutra torna-se o dobro da tensão de cisalhamento da alma, V/bz . Assim, os valores teóricos de σ_c seriam:

a. Antes da fissura de cisalhamento

$$\sigma_c = V/bz = 1,15 V/bd$$

b. Após a fissura de cisalhamento

$$\sigma_c = 2(V/bz) = 2,30 V/bd$$

no Estádio III, com $z = \frac{d}{1,15}$.

5.7 Comparação dos valores da resistência ao esforço cortante obtidos dos testes com os valores calculados por vários critérios.

A resistência ao esforço cortante em uma viga de concreto armado sem armadura transversal é, em geral, computada com base na consideração de que a carga que provoca o aparecimento da primeira fissura de cisalhamento é a carga última da viga, em virtude da margem de segurança acima desta carga ser altamente errática e imprevisível.

Entretanto, como foi mostrado até aqui, na classe de vigas curtas a carga última pode estar bem acima da carga de fissura de cisalhamento e, nestes casos, o dimensionamento estaria sendo feito com uma cautela exagerada quanto ao esforço cortante.

Fazemos aqui um estudo comparativo dos valores da tensão de cisalhamento última, $\tau_{wu} = V_u/bd$, obtidos dos testes com os valores computados por vários critérios, comparação esta que poderá ser um dado útil na racionalização do problema, principalmente no que diz respeito ao concreto leve, onde a maioria das normas apenas estima a resistência ao esforço cortante adotando uma minoração em relação ao concreto comum.

Na Tabela 8 são apresentados os valores de τ_{wu} obtidos dos testes e da relação $\tau_{wu}(\text{teste}) / \tau_{wu}(\text{calc.})$.

Os valores de $\tau_{wu}(\text{calc.})$ foram computados pelos seguintes critérios (sem levar em conta coeficientes de segurança):

- a - Normas Brasileiras - Revisão de 1974 do texto da NB - 1 de 1964 (1)

A contribuição do concreto na resistência ao esforço cortante em uma viga é dada através da expressão, com f_c em kgf/cm^2 .

$$\tau_{wu} = \psi_1 \sqrt{f_c} \quad \text{kgf/cm}^2 \leq (\text{menor valor entre } 0,20 f_c \text{ e } 36 \text{ kgf/cm}^2)$$

onde

$$\psi_1 \approx 0,24 \quad \text{para} \quad \rho_1 \leq 0,001$$

e

$$\psi_1 = 0,45 \quad \text{para} \quad \rho_1 \geq 0,015$$

interpolando-se linearmente para valores intermediários de ρ_1 .

ρ_1 = menor taxa de armadura longitudinal de tração no trecho de comprimento $2h$ a partir da face do apoio.

Entretanto, para seções próximas aos apoios, se a carga e a reação de apoio forem aplicadas em faces opostas da peça comprimindo-a, para uma carga concentrada aplicada a uma distância $a \leq 2h$ do centro do apoio, a contribuição do concreto na resistência à força cortante pode ser majorada, multiplicando-a por $\frac{2}{a/h}$.

ou seja, para vigas com $a/d \leq 2,3$ (tomando $h = 1,15d$), podemos multiplicar o valor de $\tau_{wu}(\text{calc.})$ por $\frac{2,3}{a/d}$.

Não é feita nenhuma recomendação nesta norma quanto ao dimensionamento a cortante no concreto leve.

b - CEB-FIP 1970 (11)

Para vigas sem armadura transversal, o valor limite da tensão de cisalhamento da alma, τ_{wu} , correspondente ao estado limite último por fraqueza do concreto se obtém da expressão (f_c em kgf/cm^2) (R.43, 153-2 e R.43, 143-a).

$$\tau_{wu} = 0,31\sqrt{f_c} \cdot \sqrt[4]{\rho} \leq 0,31\sqrt{f_c} \cdot \sqrt[4]{1,5} \text{ kgf/cm}^2 \leq 0,20f_c$$

ou

$$\tau_{wu} \approx 0,39\sqrt{f_c} \cdot \psi \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{onde} \quad \psi = 0,50 + 0,33\rho \leq 1$$

sendo: $\rho = 100A_s/bd$ = porcentagem de armadura longitudinal na seção situada à distância $2h$ do apoio.

Para cargas vizinhas dos apoios, a resistência ao esforço cortante em uma viga com uma carga concentrada agindo a uma distância a de um apoio, inferior a duas vezes a altura total h da viga, pode ser multiplicada por $\frac{2}{a/h}$.

Isto é, tomando $h = 1,15 d$, para vigas com $a/d \leq 2,3$ pode se multiplicar τ_{wu} por $\frac{2,3}{a/d}$ (conforme R.43, 144).

Estas recomendações do CEB-FIP 1970 são para o concreto comum, mas são igualmente aplicáveis ao concreto leve, desde que ele apresente resistência suficiente permitindo sua utilização em elementos estruturais conforme indica o item R.01(1) de (11).

c - Proposição de HANSON - 1961 (14)

Com base nos resultados de 74 testes efetuados pela Portland Cement Association e University of Texas Laboratories, HANSON concluiu (13,14):

"A resistência à tensão diagonal do concreto leve é afetada pelas mesmas variáveis que afetam o concreto comum. A diferença entre estes tipos de materiais é apenas na magnitude da resistência à tensão diagonal e não diferença fundamental no comportamento."

A partir dessa afirmação, estabeleceu uma equação semelhante à proposta para o concreto comum pelo ACI-ASCE Committee 326 - Shear and Diagonal Tension (2) para a resistência à tensão diagonal última de uma viga de concreto leve sem armadura transversal, da forma

$$\frac{V_u}{bd} = C_1 \sqrt{f_c} + C_2 \cdot \rho \cdot \frac{V_d}{M} \leq 3,5 \sqrt{f_c} \quad \text{psi}$$

Com base nos dados de teste envolvendo nove tipos diferentes de agregados leves, concluiu que uma escolha con

servativa das duas constantes C_1 e C_2 poderia resultar em grandes variações para alguns agregados leves, devido ao fato de que diferentes agregados produzem concretos com diferentes resistências à tração. Como resultado, a resistência à tração do concreto, f_t , dada pelo ensaio de compressão diametral, foi incluída na equação para concretos leves.

As constantes C_1 e C_2 foram tabeladas (pag. 33 da referência 14) em função da relação $f_t/\sqrt{f_c}$, recomendando ainda a determinação de f_t e f_c , pelas médias dos ensaios de oito corpos de prova à compressão diametral e quatro à compressão simples, respectivamente.

O ACI - Committee 213 - Properties of Lightweight Aggregates and Lightweight Aggregate Concrete aprovou a proposição de HANSON (2).

Observação importante:

Na presente pesquisa, em virtude do número insuficiente de ensaios à compressão diametral que tornassem possível determinar o valor médio de f_t para cada viga teste, foi necessário buscar uma maneira teórica de se calcular f_t em função de f_c .

O CEB - FIP 1970 (11) recomenda a seguinte fórmula para o cálculo da resistência à tração do concreto comum:

$$f_t = 8 + 0,06 f_c \quad \text{kgf/cm}^2$$

Como não se faz referência ao emprego desta fórmula ao concreto leve, foi feito um estudo de sua aplicabilidade ao concreto leve de argila expandida, através de uma comparação dos valores obtidos pela fórmula teórica com os valores experimentais de HANSON (14) para concreto leve de um mesmo agregado e com resistência à compressão semelhante.

Os resultados médios obtidos, mostrados na Tabela 7,

pela boa aproximação indicam ser razoável se estender a fórmula citada ao concreto leve de argila expandida.

Tabela 7.- Comparação entre os valores da resistência à tração do concreto leve de argila expandida obtidos teoricamente pela fórmula do CEB-FIP 1970 e experimentalmente por HANSON.

CRITÉRIO	Nº de C.P.	f_c kgf/cm ²	f_t kgf/cm ²	$\frac{f_t}{f_c}$
Teórico: CEB-FIP 1970	20*	195,0	19,5	0,100
$f_t = 8 + 0,06 f_c$ kgf/cm ²	15**	244,0	22,4	0,092
Experimental: HANSON Ensaio à compressão diâme- tral	35	210,0	20,0	0,095

(*) Corpos de prova das vigas do Grupo A

(**) Corpos de prova das vigas do Grupo B

Desta forma, os valores de $\tau_{wu}(\text{calc.})$ usados na Tabela 8 foram obtidos através de f_t determinado teoricamente para cada viga.

d - ACI Committee 318 - 1971 (3)

O Código do American Concrete Institute de 1971 adotou o mesmo critério do ACI-ASCE Committee 326 (2) para vigas de concreto armado comum sem armadura transversal, pelo qual a força cortante que causa a primeira fissura de cisalhamento, V_c , deve ser tomada na determinação da capacidade de resistência ao cortante da viga.

Assim, a tensão de cisalhamento da alma suportada pelo concreto deve ser calculada pela expressão (f_c em psi):

$$\tau_{wu} = \frac{V_u}{bd} = 1,9\sqrt{f_c} + (2500 \text{ psi}) \rho \cdot \frac{Vd}{M} \leq 3,5\sqrt{f_c} \quad \text{psi}$$

Para viga com duas cargas simétricas e mudando as unidades para kgf/cm^2 :

$$\tau_{wu} = \frac{V_u}{bd} = 0,5\sqrt{f_c} + 175 \rho \cdot \frac{1}{a/d} \leq 0,93\sqrt{f_c} \quad \text{kgf/cm}^2$$

Para concreto de agregado leve as seguintes modificações devem ser aplicadas:

— Se a resistência à tração do concreto, f_t , é determinada experimentalmente, deve-se substituir na expressão $\sqrt{f_c}$ por $f_t/6,7$ mas o valor de $f_t/6,7$ não deve exceder $\sqrt{f_c}$.

— Quando f_t não é especificado, os valores de τ_{wu} obtidos da fórmula mencionada devem ser multiplicados por 0,85 para concreto de agregado leve + areia.

Assim, a fórmula adotada na determinação de $\tau_{wu}(\text{calc.})$ usado na Tabela 8 foi a seguinte:

$$\tau_{wu} = \frac{V_u}{bd} = 0,4\sqrt{f_c} + 149 \rho \cdot \frac{1}{a/d} \leq 0,8\sqrt{f_c} \quad \text{kgf/cm}^2$$

e - Equação para cálculo da resistência última ao esforço cortante em vigas curtas, sem armadura transversal, sob carregamento direto, proposta por ZSUTTY - 1971 (25).

ZSUTTY(24,25)desenvolveu um método empírico, que combina técnicas de análise dimensional e de análise de re

gressão estatística e aplicou este método às fontes existentes de dados de testes de vigas de concreto armado rompendo por esforço cortante. A partir deste estudo deduziu uma equação para a avaliação da resistência última ao esforço cortante de vigas esbeltas ($a/d > 2,5$) sem armadura transversal.

A equação deduzida mostrou ser eficaz também para vigas curtas carregadas indiretamente, mas para vigas curtas sob condições diretas de carga e apoio, indicava apenas um limite inferior de sua resistência, em virtude do aumento acentuado na resistência ao cortante desta classe de vigas proporcionado por um tipo de ação de arco(24).

Segundo esse pesquisador, o modelo matemático mais simples que poderia representar este aumento de resistência é uma equação formada pela multiplicação da equação deduzida para vigas esbeltas por um "fator linear" de ação de arco, dado por (25):

$$\frac{\text{Limite de } a/d \text{ para vigas esbeltas}}{\text{Valor de } a/d \text{ para a viga curta}} = \frac{2,5}{a/d}$$

Donde se obtêm a equação de avaliação da resistência última ao cortante para vigas curtas com carregamento direto:

$$\tau_{wu} = \frac{V_u}{bd} = 150 (f_c \cdot \rho)^{1/3} \cdot (d/a)^{4/3} \text{ (psi)}$$

ou

$$\tau_{wu} = \frac{V_u}{bd} = 25,5 (f_c \cdot \rho)^{1/3} \cdot (d/a)^{4/3} \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

Esta equação é baseada em resultados de testes com o concreto comum; para aplicá-la ao concreto leve estrutural fazemos a modificação indicada em 5.7.d, multiplican

do o segundo membro por 0,85:

$$\tau_{wu} = \frac{V_u}{bd} = 21,6 (f_c \cdot \rho)^{1/3} \cdot (d/a)^{4/3} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

Segundo o relatório "The Shear Strenght of Reinforced Concrete Members" do ASCE-ACI Task Committe 426 (5) a equação de ZSUTTY é a melhor equação de predição estatística da resistência última ao esforço cortante para vigas sem armadura transversal com $a/d < 2,5$.

Analisando a Tabela 8 conclui-se que o critério proposto por ZSUTTY é o mais realista na previsão da resistência última ao esforço cortante para vigas curtas, apresentando valores da tensão de cisalhamento última muito próximos dos valores de testes, sendo que apenas para duas vigas (16B e 20B) previu resistência superior à de teste, o que se explica pela ruptura prematura dessas vigas por fatores secundários, como foi visto em 5.2.2.b e 5.2.3.

Os demais critérios apresentaram valores satisfatórios para τ_{wu} nas vigas com $a/d = 2,4 ; 2,0 ; 1,6$ mas mostraram-se extremamente cautelosos para vigas com valores de a/d muito baixos ($a/d = 0,8$ e $1,2$), prevendo valores da resistência última ao cortante bastante inferiores aos dos testes.

Vale lembrar que os critérios de HANSON e ACI 318-1971 adotam para o esforço cortante último o valor correspondente à carga de fissura de cisalhamento.

Os valores correspondentes ao CEB-FIP 70 foram calculados pelo critério 5.7 b que difere do adotado para o dimensionamento das vigas teste (Ver 4.2).

Tabela 8 - Comparação entre valores da resistência última ao esforço cortante observados dos testes e valores calculados.

VIGA	a/d	f_c kgf/cm ²	$\rho = \frac{A_s}{bd}$	$\tau_{wu}(\text{teste})$ kgf/cm ²	VALORES DE $\tau_{wu}(\text{teste})/\tau_{wu}(\text{calc})$				
					NB-1 1974	CEB-FIP 1970	HANSON 1961	ACI-318 1971	ZSUTTY 1971
8A	0,8	177,5	0,0084	37,8	2,80	3,29	4,97	5,25	1,13
8B	0,8	245,9	0,0112	50,2	2,86	3,49	5,39	5,70	1,22
12A	1,2	184,0	0,0142	29,4	2,56	3,33	3,67	3,86	1,25
12B	1,2	250,9	0,0178	31,2	2,29	3,01	3,28	3,46	1,11
16A	1,6	204,0	0,0142	20,0	2,21	2,90	2,63	2,70	1,21
16B	1,6	247,3	0,0178	13,7	1,34	1,76	1,57	1,65	0,72
20A	2,0	189,7	0,0142	13,7	1,95	2,53	1,95	1,95	1,14
20B	2,0	245,8	0,0178	10,0	1,24	1,61	1,25	1,25	0,71
24A	2,4	223,3	0,0106	10,0	1,75	2,12	1,44	1,42	1,11
24B	2,4	231,8	0,0142	11,2	1,67	2,15	1,53	1,51	1,12

2.8 Proposição de um critério para avaliação da resistência última ao esforço cortante em vigas de concreto armado sem armadura transversal.

Uma avaliação precisa da resistência ao esforço cortante em vigas de concreto armado sem armadura transversal é atualmente um detalhe de grande importância visto que a maioria das normas correntes tem adotado, no dimensionamento ao esforço cortante, formulas aditivas, isto é, a resistência ao esforço cortante em uma viga de concreto armado seria a soma do esforço cortante suportado pelo concreto com o esforço cortante suportado pela armadura transversal.

Uma simples observação da Tabela 8 mostra grandes variações na previsão desta resistência, calculada por critérios de normas vigentes e pesquisadores citados, apontando a necessidade de mais trabalhos experimentais a fim de se elaborar uma teoria racional para a resistência ao esforço cortante.

Visando colaborar na elucidação do problema vamos propor um método de cálculo da resistência última ao esforço cortante em vigas de concreto armado sem armadura transversal, baseado nos testes efetuados e nos vários critérios estudados.

No dimensionamento das vigas da presente pesquisa (ver 4.2) adotamos um critério aproximado derivado das Recomendações do CEB-FIP 1970, calculando a resistência ao esforço cortante de uma viga através de um diagrama que exprime $\tau_{wu} = V_u/bd$ em função da relação a/d (ver Fig. 12).

Este diagrama, no intervalo $1,0 \leq a/d \leq 3,0$ adota uma variação linear de τ_{wu} , o que foi contestado pelos resultados dos testes presentes e de outros pesquisadores (4, 15, 18, 22).

Assim, nesta proposição vamos adotar para $\tau_{wu} = V_u/bd$, os limites indicados pelo CEB-FIP 1970 (ver 2.7.b):

Limite superior de τ_{wu} para $a/d \leq 1,0$

$$K_1 = \tau_{wu(\max)} = 0,2f_c \quad \text{kgf/cm}^2$$

Limite inferior de τ_{wu} para $a/d \geq 3,0$

$$K_2 = \tau_{wu(\min)} = 0,31\sqrt{f_c} \cdot \sqrt[4]{\rho} \leq 0,31\sqrt{f_c} \cdot \sqrt[4]{1,5} \quad \text{kgf/cm}^2$$

Para o intervalo $1,0 < a/d < 3,0$ adotamos uma equação empírica da forma:

$$\tau_{wu} = \frac{\alpha}{a/d} - \beta$$

Impondo que a curva que representa esta equação no diagrama da Fig. 21 passe pelos pontos $A(1,0; K_1)$ e $B(3,0; K_2)$ determinamos os coeficientes α e β , que serão:

$$\alpha = 1,5 (K_1 - K_2) \quad \text{kgf/cm}^2$$

$$\beta = 0,5 (K_1 - 3K_2) = \alpha - K_1 \quad \text{kgf/cm}^2$$

Obtidos α e β temos os valores de τ_{wu} para vigas com valores de a/d entre 1,0 e 3,0, bastando que se entre com f_c em kgf/cm^2 e $\rho = 100 A_s/bd$.

Assim, a variação da resistência ao esforço cortante em vigas de concreto armado sem armadura transversal será dada pelo diagrama da tensão de cisalhamento última, $\tau_{wu} = V_u/bd$, em função da relação a/d , como mostra a Fig. 21. (No intervalo $1,0 \leq a/d \leq 3,0$ a curva é um ramo de hipérbole).

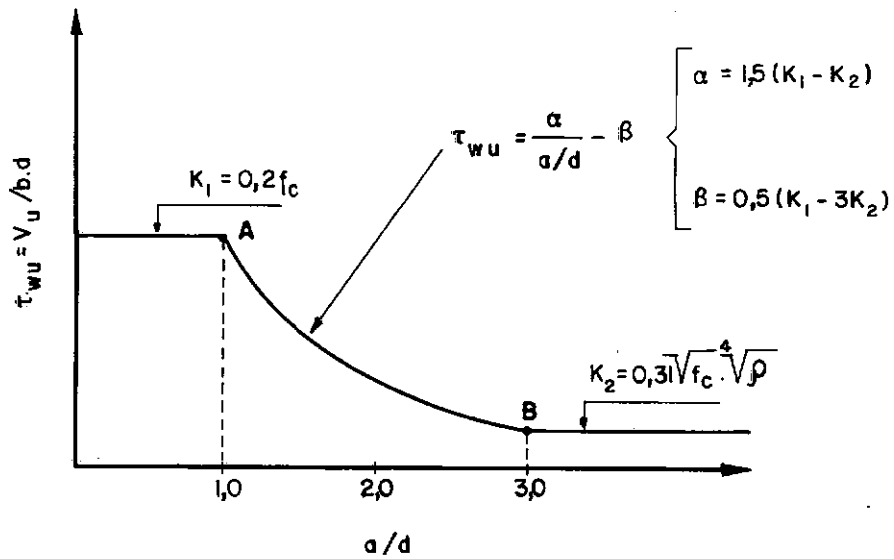


Fig. 21 — Variação da resistência ao esforço cortante com a relação a/d em uma viga de concreto armado de seção retangular sem armadura transversal.

Complementando o método de cálculo proposto, apresentamos a Tabela 9 que permite calcular a resistência última ao esforço cortante em vigas de seção retangular sem armadura transversal para qualquer valor de a/d e para alguns valores usuais da resistência à compressão simples do concreto, f_c , e da porcentagem da armadura longitudinal, $\rho = 100 A_s / b d$.

Tabela 9 - Determinação de $\tau_{wu} = V_u/bd$ para vigas de concreto armado de seção retangular sem armadura transversal.

f_c = resistência à compressão simples* (kgf/cm²)

ρ = porcentagem de armadura longitudinal = $100A_s/bd$

$$a/d \leq 1,0 \dots\dots\dots \tau_{wu} = K_1 \quad \text{kgf/cm}^2$$

$$a/d \geq 3,0 \dots\dots\dots \tau_{wu} = K_2 \quad \text{kgf/cm}^2$$

$$1,0 < a/d < 3,0 \dots\dots\dots \tau_{wu} = \frac{\alpha}{a/d} - \beta \quad \text{kgf/cm}^2$$

$\rho \backslash f_c$	150	200	250	300	350
0,15	$K_1=30,0$ $K_2= 2,3$ $\alpha=41,5$ $\beta=11,5$	40,0 2,7 55,9 15,9	50,0 3,0 70,5 20,5	60,0 3,3 85,0 25,0	70,0 3,6 99,6 29,6
0,25	30,0 2,7 40,9 10,9	40,0 3,1 55,3 15,3	50,0 3,5 69,7 19,7	60,0 3,8 84,3 24,3	70,0 4,1 98,8 28,8
0,50	30,0 3,2 40,2 10,2	40,0 3,7 54,4 14,4	50,0 4,1 68,8 18,8	60,0 4,5 83,2 23,2	70,0 4,9 97,6 27,6
1,00	30,0 3,8 39,3 9,3	40,0 4,4 53,4 13,4	50,0 4,9 67,6 17,6	60,0 5,4 81,9 21,9	70,0 5,8 96,3 26,3
1,50	30,0 4,2 38,7 8,7	40,0 4,9 52,6 12,6	50,0 5,4 66,9 16,9	60,0 5,9 81,1 21,1	70,0 6,4 95,4 25,4

(*) Para valores intermediários de f_c pode ser feita, com boa aproximação, interpolação linear para determinar α e β .

A Figura 22 mostra uma comparação do método de cálculo proposto com resultados experimentais de quatro pesquisas sobre resistência ao esforço cortante em vigas de concreto armado comum de seção retangular sem armadura transversal.

Nestas pesquisas, LEONHARDT (18), KANI (15), SWAMY & ANDRIOPOULOS & ADEPEGBA (22) e MORROW & VIEST (resultados na referência 23) efetuaram ensaios de vigas de concreto comum, com valores próprios da resistência à compressão simples do concreto e da porcentagem de armadura de tração. Observando-se os quatro diagramas da Fig. 22 pode se constatar a boa aproximação entre os valores teóricos e experimentais, denotando uma previsão eficiente da resistência última ao esforço cortante, obtida a partir do critério proposto.

Aplicação ao concreto leve estrutural:

Para as vigas de concreto leve estrutural da presente pesquisa, a avaliação da resistência última ao esforço cortante pelo método proposto mostrou a necessidade de uma correção numérica, motivada pela diferença quantitativa de resistência relativamente ao concreto comum, apesar de não haver diferença fundamental de comportamento, como já havia concluído HANSON (ver 5.7) e (13,14).

A correção adotada foi a recomendada pelo ACI-Committee 318-71, apreciada em 5.7.d, que consiste em calcular a tensão de cisalhamento última, τ_{wu} , pelas mesmas expressões propostas para o concreto comum e multiplicar por um coeficiente de redução, no caso tomado como 0,85.

A comparação das curvas teóricas, obtidas desta forma, com os resultados experimentais dos testes das vigas dos Grupos A e B é vista na Fig. 23, onde se nota que apenas duas vigas (16B e 20B) apresentam tensões de cisalhamento últimas dos testes abaixo das calculadas, vigas estas que romperam prematuramente, como já foi citado anteriormente (5.2.2.b e 5.2.3).

A análise dos diagramas da Fig. 23 indica ser bastante razoável a extensão do método ao concreto leve, visto que os valores calculados encontram-se muito próximos dos valores dos testes.

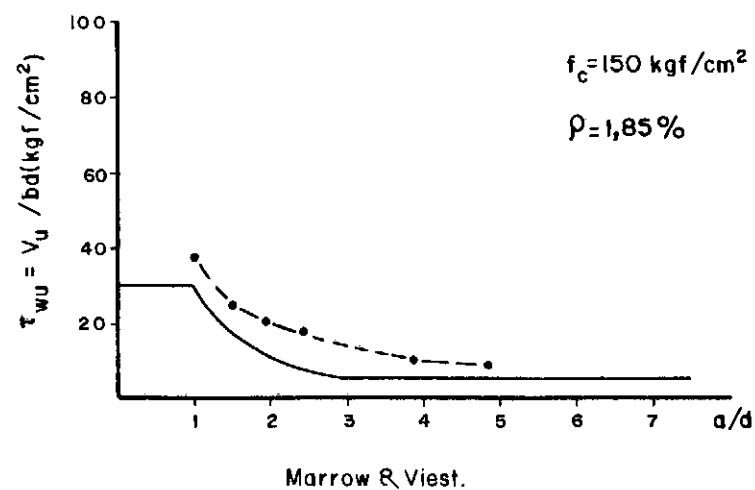
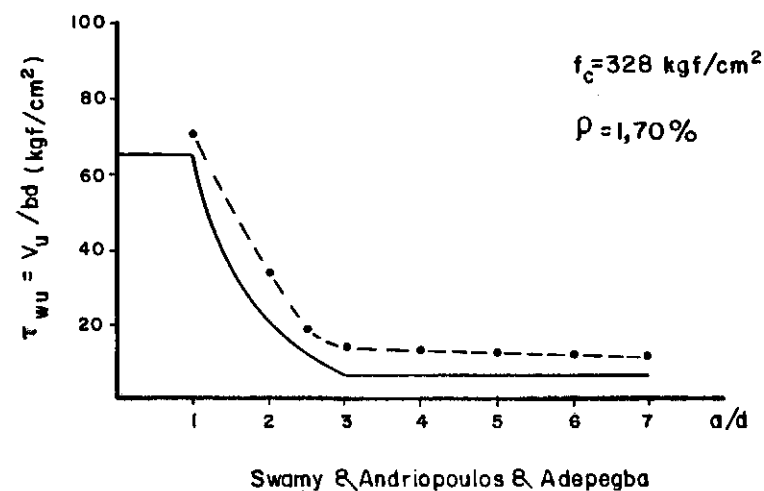
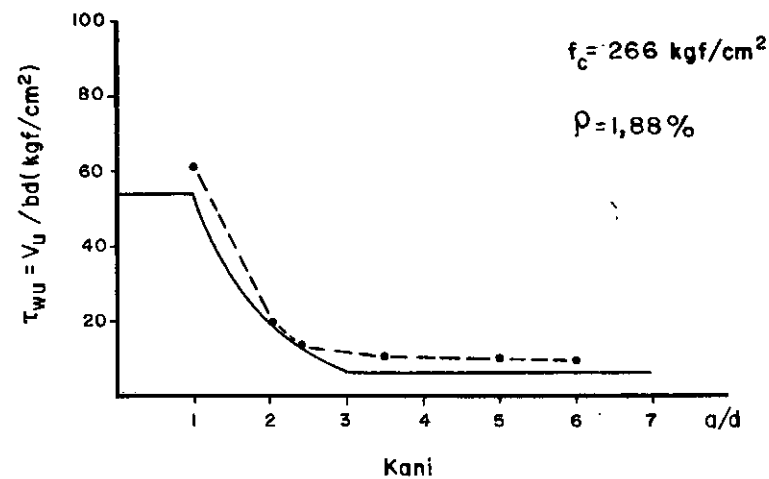
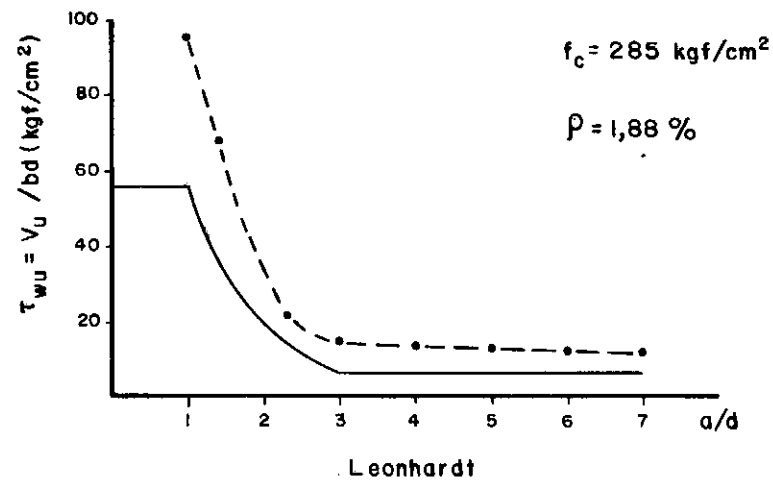
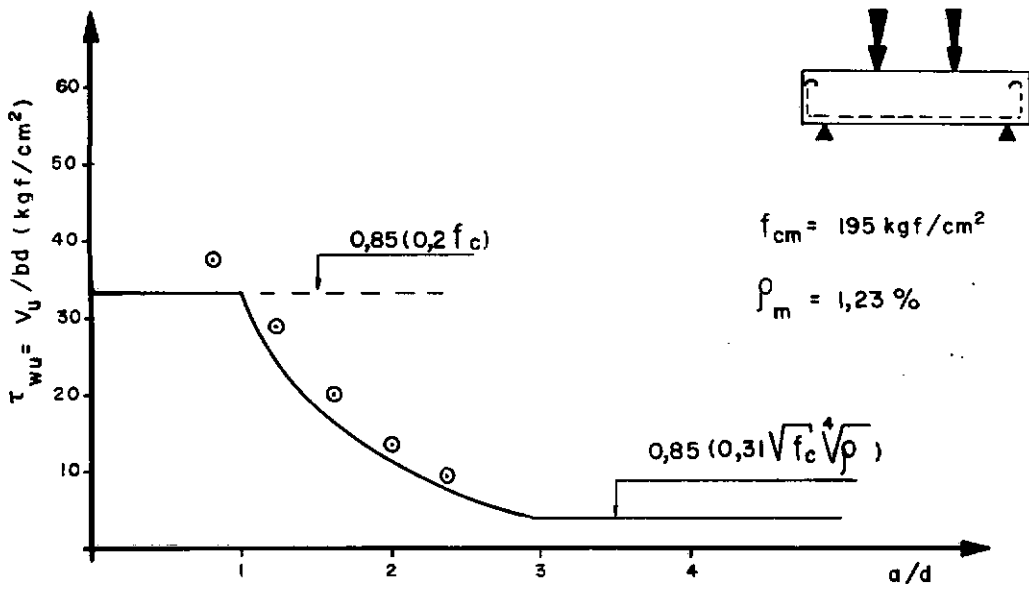


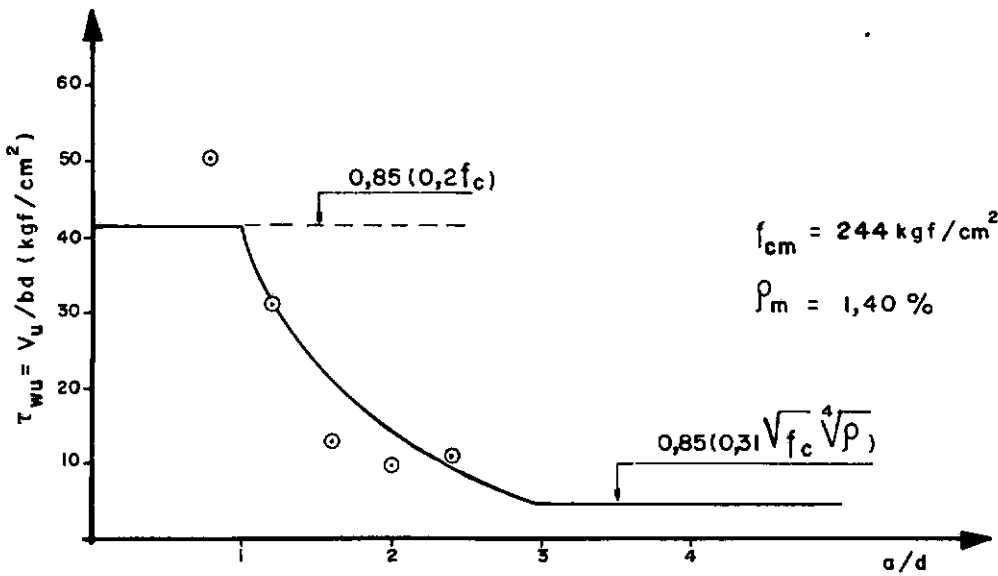
Fig. 22 — Comparação dos valores experimentais de τ_{wu} com valores calculados pelo método proposto.

— curva teórica

--- curva experimental.



Vigas do Grupo A



Vigas do Grupo B

Fig. 23 — Diagramas Tensão de cisalhamento última — relação a/d para as vigas de concreto leve dos testes.

— curva teórica

⊙ valores do teste.

6. CONCLUSÕES

6.1

O cálculo do módulo de deformação longitudinal tangente do concreto leve pela fórmula indicada pelo CEB-FIP 1970,

$$E_c = 6000 \sqrt{\gamma_c^3 \cdot f_c}$$

com E_c e f_c em kgf/cm² e γ_c em t/m³, apresentou valores de E_c , em média, 25% maiores que os obtidos dos diagramas tensão-deformação do concreto, estando portanto dentro da margem estipulada que é de 30%.

6.2

Todas as dez vigas testadas suportaram acréscimos adicionais de carga após o aparecimento da primeira fissura de cisalhamento, principalmente as vigas com valores muito baixos de a/d . Na viga 8B ($a/d = 0,8$) a carga de ruptura foi 3,23 vezes maior que a carga de fissura de cisalhamento.

As vigas com a/d iguais a 0,8 e 1,2 romperam nitidamente com esmagamento da biela de concreto, enquanto que nas demais vigas houve combinações de esmagamento da biela, esmagamento do concreto na zona de compressão, destruição da ancoragem e tração na borda superior devido a compressão excêntrica (ver Tabela 5).

A importância da qualidade da ancoragem da armadura de tração na resistência da viga ao esforço cortante foi patente, sendo que o tipo de ancoragem adotado com a barra dobrada em L, não se mostrou muito eficiente.

Em nove das dez vigas ensaiadas surgiram fissuras verticais, originadas na face comprimida da viga, dentro do vão de corte.

6.3

Uma redistribuição de deformações no aço e no concreto

dentro do vão de corte foi observada em todas as vigas, sendo mais pronunciada nas vigas com menores valores de a/d . Esta propriedade das vigas curtas é um indicativo do desenvolvimento da ação de arco na viga e é útil na verificação da carga de fissuramento.

Dos ensaios se concluiu que apesar da tensão no aço perto do apoio ter aumentado bruscamente após a fissura de cisalhamento, ela não se torna constante ao longo do vão como afirmam algumas pesquisas (16,19). Apenas nas vigas com $a/d = 0,8$ a tensão no aço perto do apoio superou o valor da tensão no aço no meio do vão.

6.4

As flechas em três pontos da viga foram computadas tomando-se a rigidez EI da peça no Estádio II ("transformed cross section method") (13,14).

A flecha calculada foi, em média, 9,7% menor que a observada no teste. A flecha na viga de concreto leve foi, em média, 25% maior que a de uma viga similar de concreto comum testada por HANSON (14).

Uma verificação efetuada mostrou ser eficaz o cálculo da resistência à tração do concreto leve de argila expandida pela mesma fórmula indicada pelo CEB-FIP 1970 para o concreto comum:

$$f_t = 8 + 0,06 f_c \quad \text{kgf/cm}^2$$

f_c = resistência à compressão simples do concreto
em kgf/cm^2 .

6.5

Um estudo comparativo dos resultados dos testes com valores teóricos da tensão de cisalhamento última computados por vários critérios, NB-1(1974), CEB-FIP (1970), HANSON (1962), ACI-Committee (1971) e ZSUTTY (1971), mostrou grande variação na pre

visão da resistência ao esforço cortante sendo que a melhor aproximação foi obtida pela aplicação da equação proposta por ZSUTTY, que é específica para vigas curtas ($0 < a/d < 2,5$) de concreto armado de seção retangular sem armadura transversal.

Dos presentes testes pode-se concluir que os fatores que afetam fundamentalmente a resistência ao esforço cortante são os mesmos para o concreto comum e o concreto leve estrutural, havendo apenas diferenças de ordem quantitativa nesta resistência relacionadas com as propriedades físicas destes materiais.

6.6

A fórmula empírica, baseada nos critérios do CEB-FIP 1970, proposta para a avaliação da resistência última ao esforço cortante em vigas de concreto armado de seção retangular sem armadura transversal com $1,0 < a/d < 3,0$ apresentou bons resultados.

A comparação do método de cálculo proposto com resultados da presente pesquisa para o concreto leve de argila expandida e de outros trabalhos com concreto de peso normal indicou uma previsão mais realista da resistência ao esforço cortante em vigas curtas sem armadura transversal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado: NB-1. Proposta de revisão do texto da NB-1 aprovado em 1964 e do Anexo 1 da EB-3/72, Rio de Janeiro, 1974.
2. ACI - ASCE COMMITTEE 326 - Shear and Diagonal Tension. Part 2: Beams and Frames. ACI Journal, V.59 (2): 277-333, Fev. 1962
3. ACI COMMITTEE 318 - Building Code Requirements for Reinforced Concrete. Proposed Revision of ACI 318-63, ACI Journal, V.67 (2): 77-186, Fev. 1970.
4. AMARAL, NILO ANDRADE - A Resistência do Concreto Armado à Força Cortante. Revista Dirigente Construtor, V.10 (11): 49-64, Out. 1974.
5. ASCE-ACI TASK COMMITTEE 426 - The Shear Strenght of Reinforced Concrete Members. ASCE Journal of the Structural Division, V.99 (ST 6): 1091-1187, Jun. 1973.
6. BROMS, B.B. - Shear Strenght of Reinforced Concrete Beams. ASCE Journal of the Structural Division, V.95 (ST 6): 1339-1358, Jun. 1969.
7. CARNEIRO, FERNANDO LUIZ LOBO B. - Pesquisa sobre Concreto Leve e possibilidades de sua Aplicação na Pré-Fabricação e em Grandes Estruturas. Instituto Nacional de Tecnologia, Rio de Janeiro, 1967.
8. CARNEIRO, FERNANDO LUIZ LOBO B. - Resistência ao Esforço Cortante no Concreto Armado e Protendido. Instituto Nacional de Tecnologia, Rio de Janeiro, 1964.

9. CARNEIRO, FERNANDO LUIZ LOBO B. - Tabelas com Coeficientes A dimensionais para Cálculo de Peças de Concreto Armado no Estádio III. Revista Estrutura, V.61: 157-174, 1965.
10. CASTRO, NEWTON DE - Resistência ao Esforço Cortante no Concreto Leve. Tese de Mestrado, COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, Set. 1971.
11. COMITÉ EUROPEEN DU BETON-FEDERATION INTERNACIONALE DE LA PRECONTRAINTE - Recommandations Internacionales pour le Calcul et l'Execution des Ouvrages en Béton. Principes et Recommandations, Prague, Jun. 1970.
12. FENWICK, R.C. & PAULAY, T. - Mechanism of Shear Resistance of Concrete Beams. ASCE Journal of the Structural Division, V. 94 (ST 10): 2325-2350, Out. 1968.
13. HANSON, J.A. - Shear Strenght of Lightweight Reinforced Concrete Beams. Portland Cement Association Research and Development Laboratories, Bulletin D22: 378-403, Set. 1958.
14. HANSON, J.A. - Tensile Strenght and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete. Portland Cement Association-Research and Development Laboratories, Bulletin D50 : 1-39, Jul. 1961.
15. KANI, G.N.J. - Basic Facts Concerning Shear Failures. ACI Journal, V.63: 675-692, Jun. 1966.
16. KANI, G.N.J. - The Riddle of Shear Failure and its Solution. ACI journal, V.61: 441-467, Abr.1964.
17. LARANJEIRAS, ANTONIO CARLOS REIS - A Influência do Esforço Cortante sobre a Segurança das Vigas de Concreto Armado sob Flexão Simples. Tese de Concurso, Escola Politécnica da Universidade da Bahia, Salvador, 1961.
18. LEONHARDT, F. & MÖNNIG, E.- Vorlesungen über Massivbau. Erster Teil: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. Springer Verlag, Berlin, 1973.

19. MATHEY, R.G. & WATSTEIN, D. - Shear Strenght of Beams without Web Reinforcement Containing Deformed Bars of Different Yield Strenghts. ACI Journal, V.60: 183-208, Fev. 1963.
20. MATHEY. R.G. & WATSTEIN, D. - Strains in Beams Having Diágo
nal Cracks. ACI Journal, V.55: 717-728, Dez. 1958.
21. MONTOYA, P.J. & MESEGUER, A.G. & CABRE, F.M. - Hormignón Arma
do. 7^a Edición, Editorial Gustavo Gili S.A., Barcelona, 1973.
22. SWAMY, R.N. & ANDRIOPOULOS, A. & ADEPEGBA, D. - Arch Action
and Bond in Concrete Shear Failures. ASCE Journal of the
Structural Division, V.96 (ST6): 1069-1091, Jun. 1970.
23. TAUB, J. & NEVILLE, A.M. - Resistance to Shear of Reinforced
Concrete Beams. Part 1: Beams without Web Reinforcement.
ACI Journal, V.57:193-220, Ago. 1970.
24. ZSUTTY, T.C. - Beam Shear Strenght Prediction by Analysis of
Existing Data. ACI Journal, V.65:943-951, Nov. 1968.
25. ZSUTTY, T.C. - Shear Strenght Prediction for Separate Catégio
ries of Simple Beam Tests. ACI Journal, V.68:138-143, Fev.
1971.

NOTAÇÕES

A_c	= área da seção transversal geométrica da peça
A_s	= Área da armadura longitudinal tracionada
E_c	= módulo de deformação do concreto
E_s	= módulo de elasticidade do aço
I	= momento de inércia
K	= coeficiente
M	= momento fletor
M_d	= momento fletor de cálculo
M_u	= momento fletor último
N_c	= resultante das tensões de compressão no concreto
N_s	= resultante das tensões de tração no aço
P	= carga concentrada vertical
R	= reação de apoio
V	= esforço cortante
V_c	= esforço cortante correspondente à primeira fissura de cisalhamento
V_d	= esforço cortante de cálculo
V_u	= esforço cortante último
a	= distância da carga concentrada ao apoio
b	= largura da seção retangular
d	= altura útil da seção transversal
f_c	= resistência à compressão do concreto
f_{cj}	= resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias
f_{ck}	= resistência característica do concreto à compressão
f_{cm}	= resistência média do concreto à compressão
f_t	= resistência à tração do concreto
f_s	= resistência do aço à tração
f_y	= resistência de escoamento do aço à tração
f_{yk}	= valor característico de f_y
h	= altura total da seção transversal
k	= coeficiente

- l = comprimento. Vão livre
 n = coeficiente de equivalência ($n = E_s / E_c$)
 x = distância da linha neutra à borda mais comprimida
 z = braço de alavanca
- α = coeficiente
 β = coeficiente
 γ = peso específico
- ϵ_c = deformação específica do concreto à compressão
 ϵ_r = deformação específica de ruptura do aço
 ϵ_s = deformação específica do aço
 ϵ_t = deformação específica do concreto à tração
 ν = coeficiente de Poisson do concreto
 ρ = taxa geométrica da armadura longitudinal = $A_s / b.d$
 σ = tensão normal
 σ_c = tensão normal de compressão no concreto
 σ_s = tensão normal de tração no aço
 σ_t = tensão normal de tração no concreto
 τ_w = tensão de cisalhamento convencional = $V / b.d$
 τ_{wu} = valor último da tensão de cisalhamento da alma = $V_u / b.d$
 ϕ = diâmetro de uma barra

APÊNDICE

ILUSTRAÇÕES

FOTOGRAFICAS



FOTO 1 - Ensaio à tração do aço CA-50A na prensa Amsler-100 tf.

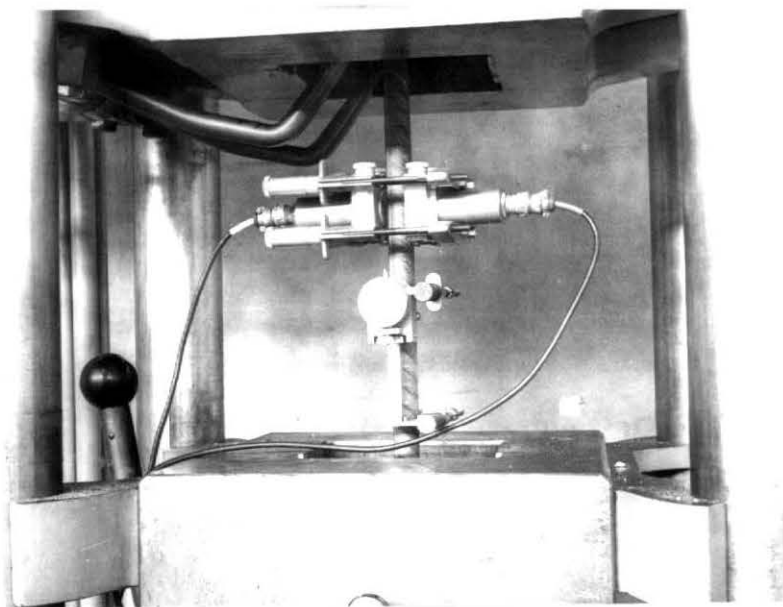


FOTO 2 - Detalhe dos extensômetros mecânico e eletrônico para medida das deformações do aço à tração.

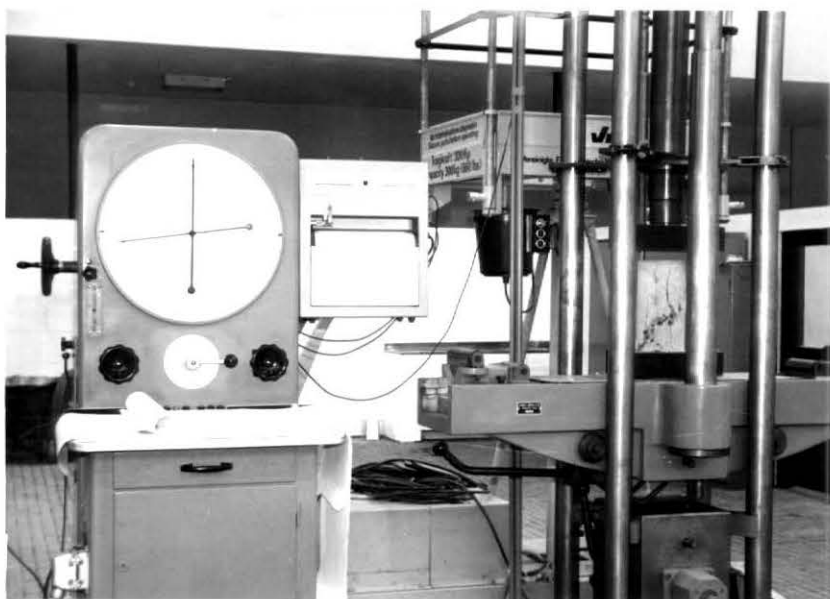


FOTO 3 - Ensaio à compressão simples do concreto na prensa universal Amsler-100 tf.



FOTO 4 - Detalhe do corpo de prova de concreto rompido à compressão simples.

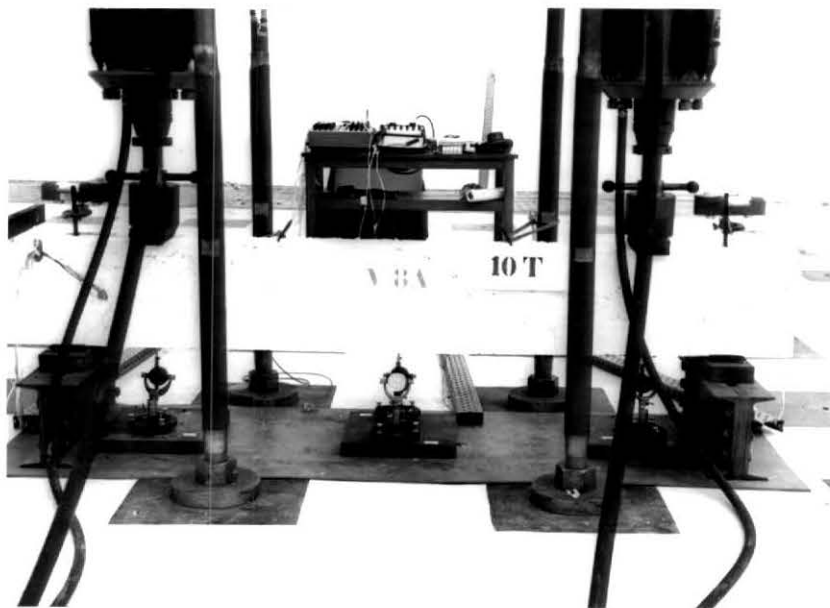


FOTO 5 - Vista geral do ensaio da viga 8A ($a/d=0,8$).



FOTO 6 - Detalhe da ruptura da viga 8A por esmagamento da biela de concreto ligando a carga ao apoio.

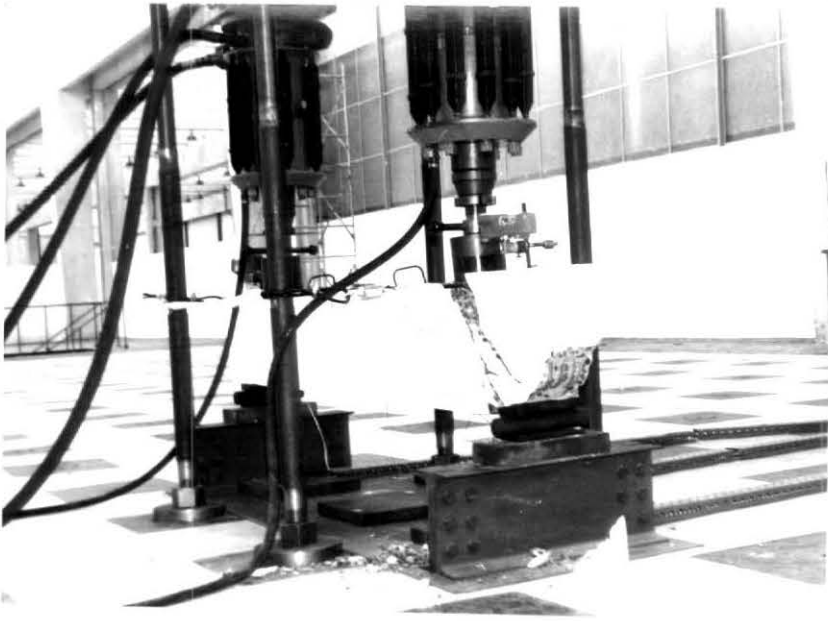


FOTO 7 - Vista da viga 8B ($a/d=0,8$) rompida por esmagamento da biela de concreto.

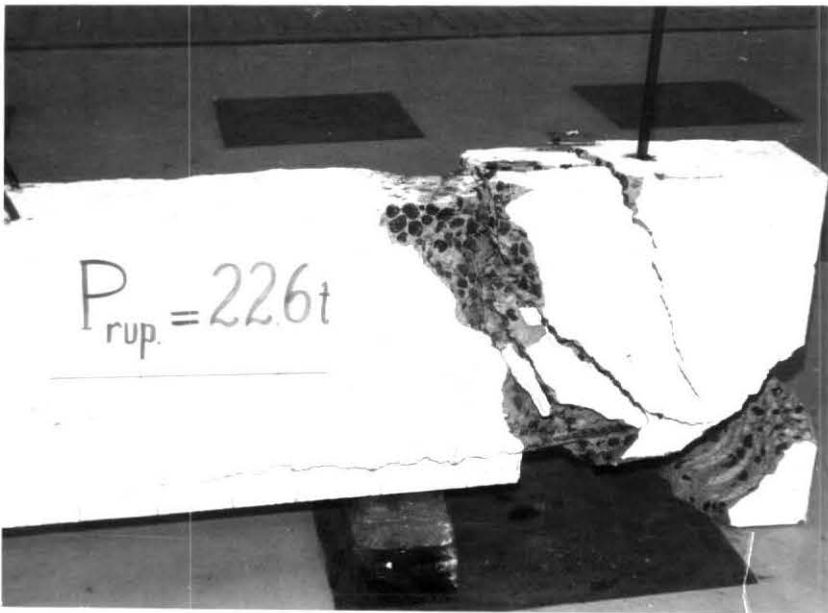


FOTO 8 - Detalhe da ruptura da viga 8B , notando-se nitidamente o esmagamento da biela de concreto.

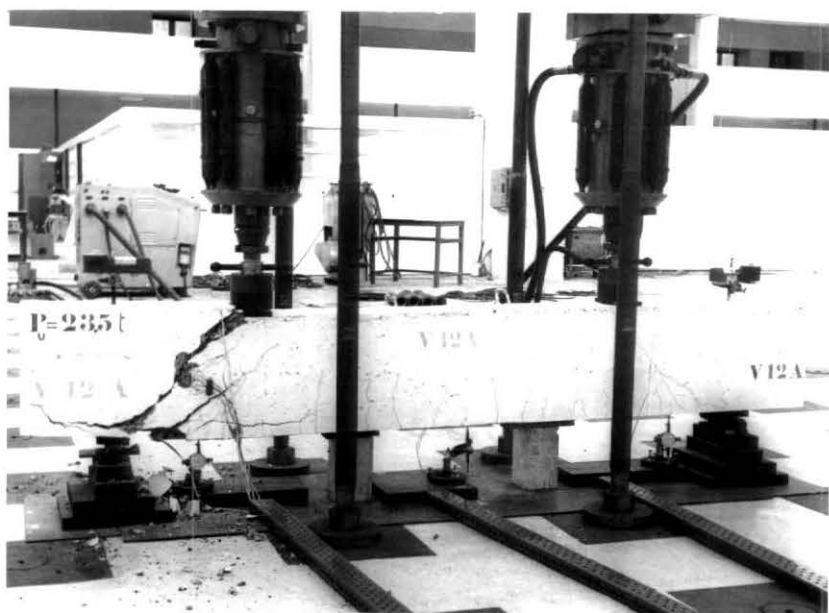


FOTO 9 - Vista geral da viga 12A ($a/d=1,2$) rompida por esmagamento da biela de concreto.



FOTO 10 - Detalhe da ruptura da viga 12A , notando-se o concreto da biela totalmente esmagado.



FOTO 11 - Vista geral da viga 12B ($a/d=1,2$) , efetuado na prensa Amsler-100 tf.

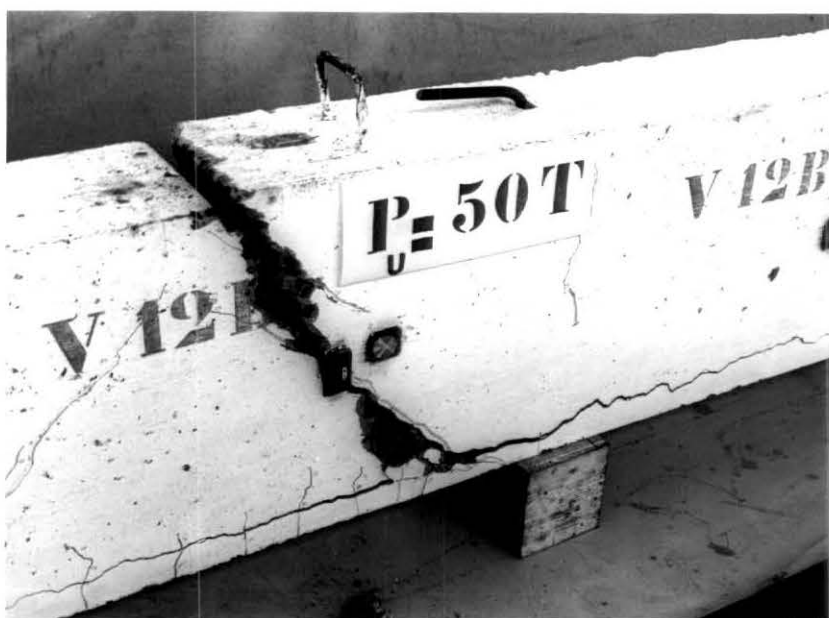


FOTO 12 - Detalhe da ruptura da viga 12B por esforço cortante.

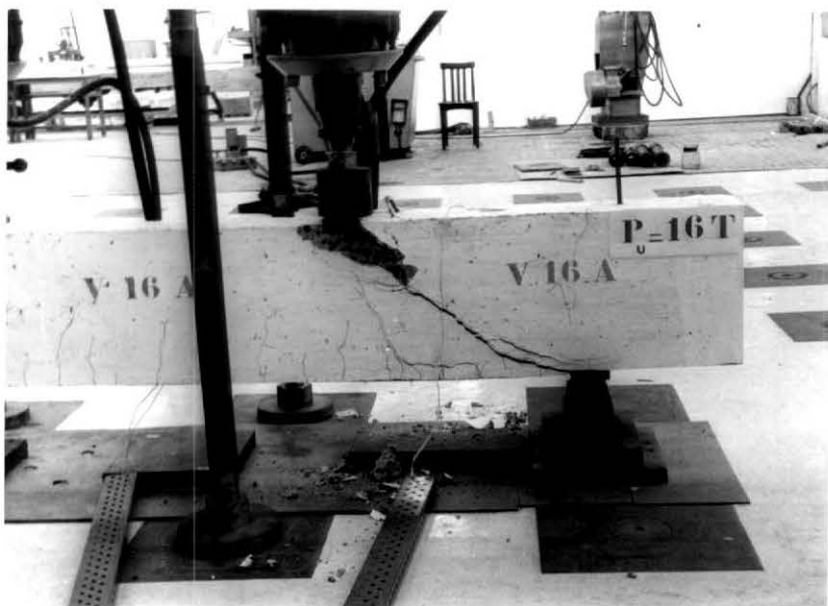


FOTO 13 - Vista da ruptura da viga 16A ($a/d=1,6$) por esmagamento da biela de concreto.



FOTO 14 - Detalhe da outra face da viga 16A , rompida por esmagamento da biela de concreto.

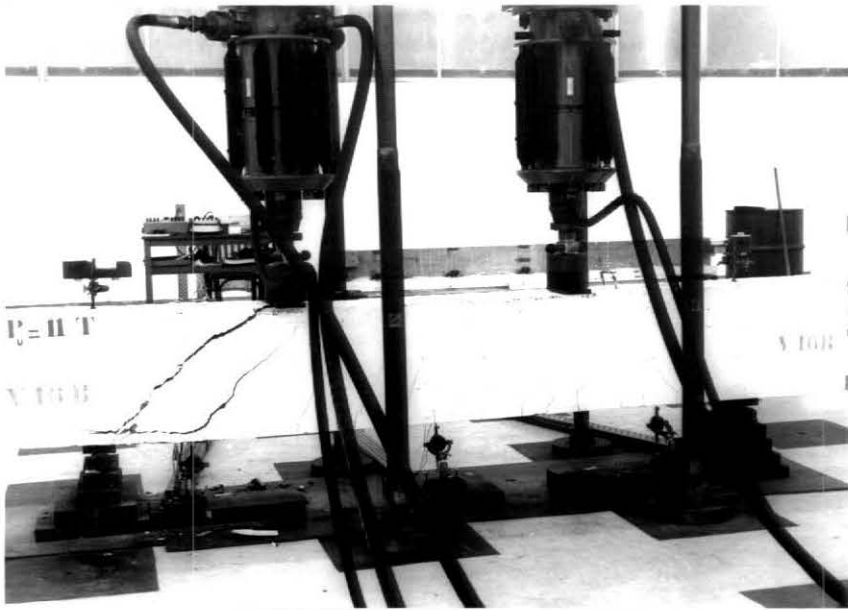


FOTO 15 - Ruptura da viga 16B ($a/d=1,6$) por destruição da ancoragem da armadura longitudinal, associada com esmagamento do concreto na zona comprimida.

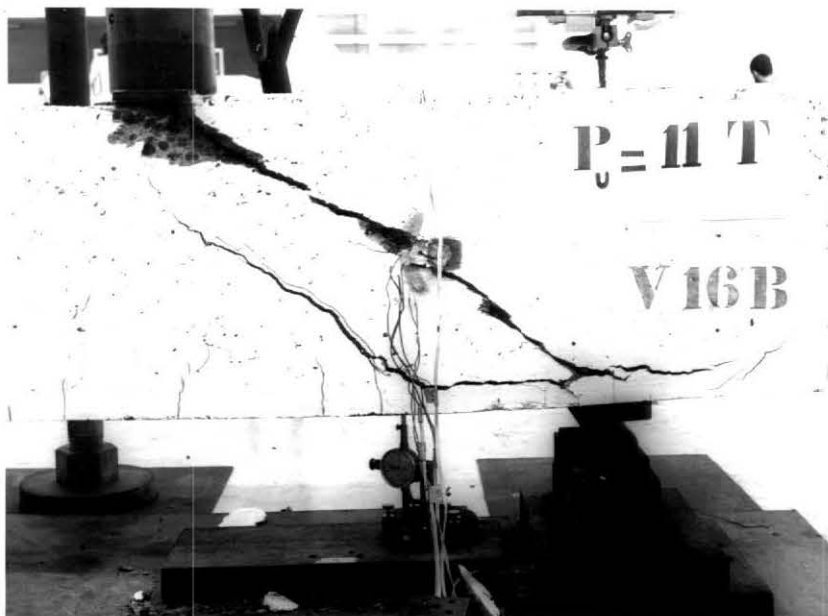


FOTO 16 - Detalhe da ruptura da viga 16B, notando-se o concreto esmagado sob a carga e a perda de ancoragem da armadura longitudinal



FOTO 17 - Viga 20A ($a/d=2,0$) rompida por esmagamento do concreto na zona comprimida e perda parcial de ancoragem da armadura longitudinal.

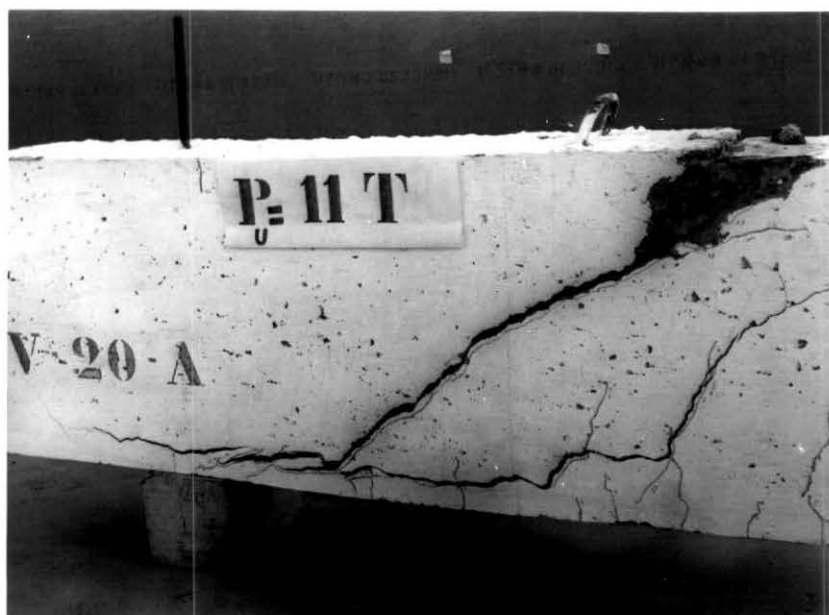


FOTO 18 - Detalhe da outra face da viga 20A ,notando-se o concreto esmagado na região sob a carga.

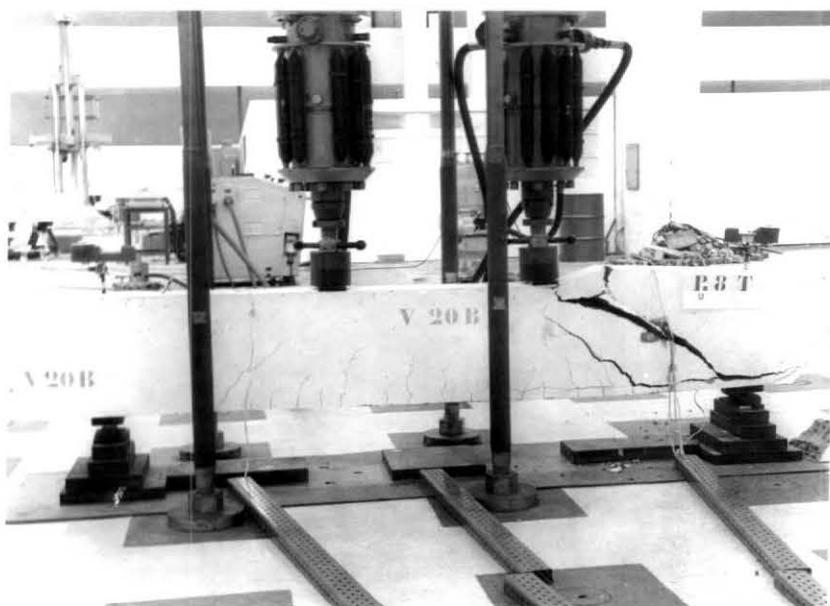


FOTO 19 - Ruptura da viga 20B ($a/d=2,0$) por tração na borda superior, causada por compressão excêntrica do bloco de concreto acima da fissura de cisalhamento.

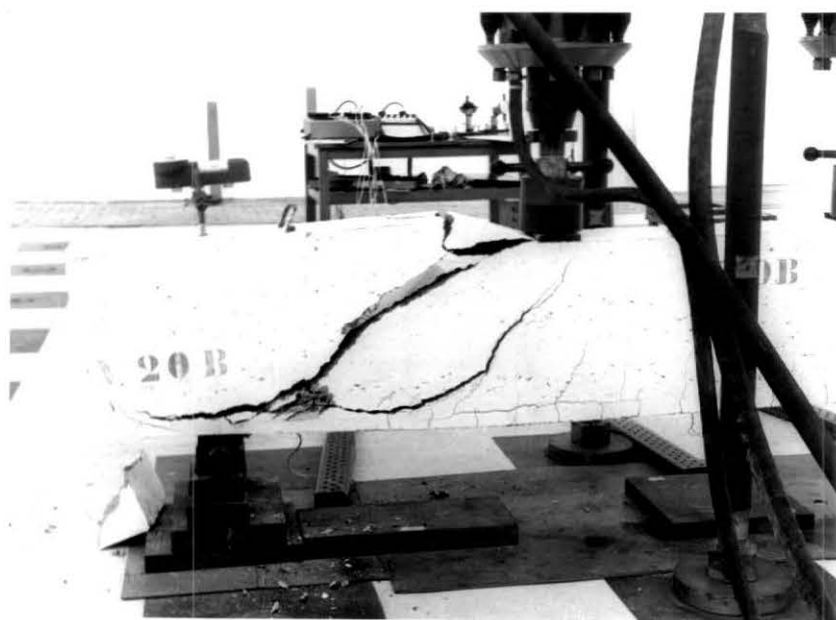


FOTO 20 - Detalhe da ruptura da viga 20B devido à compressão excêntrica.

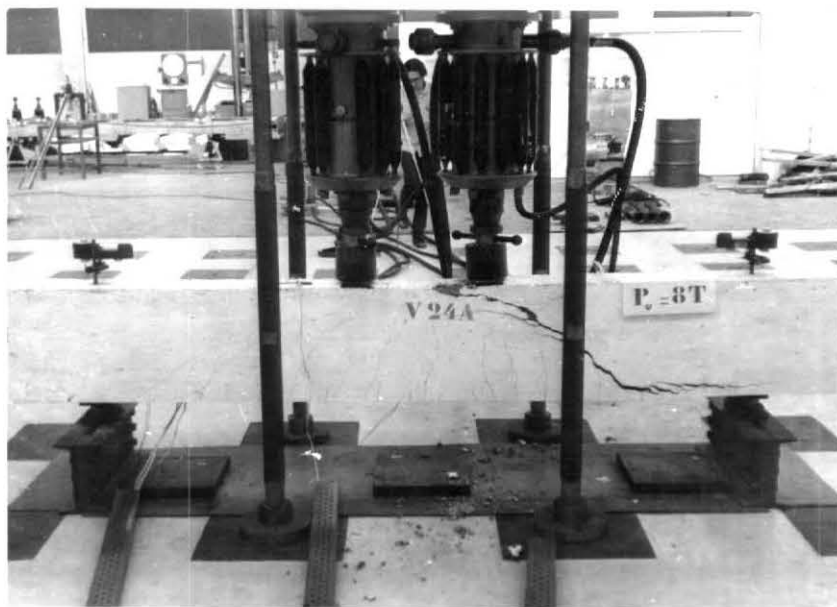


FOTO 21 - Vista geral da viga 24A ($a/d=2,4$) rompida por esmagamento do concreto na zona comprimida, associado com perda de ancoragem da armadura longitudinal.

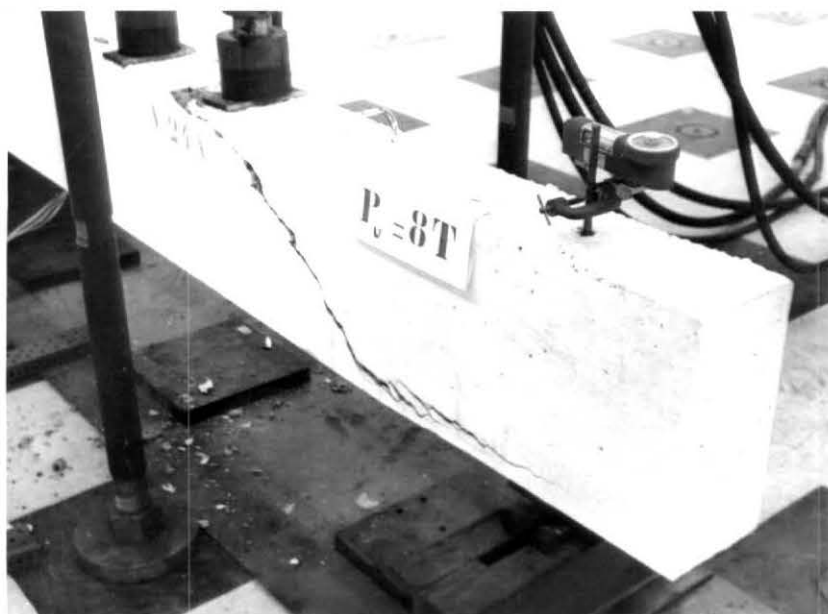


FOTO 22 - Detalhe da ruptura da viga 24A por esmagamento do concreto na zona comprimida.

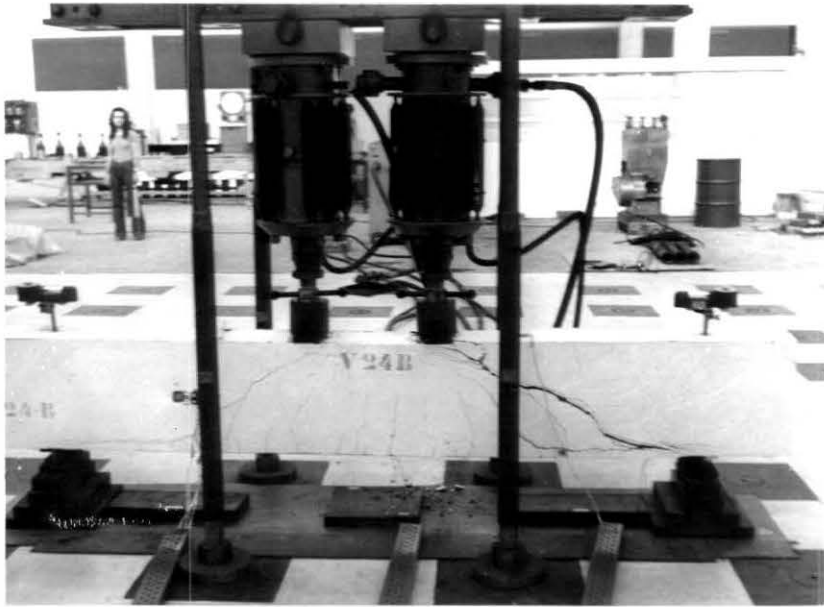


FOTO 23 - Vista geral da viga 24B ($a/d=2,4$) rompida por esmagamento do concreto na zona comprimida, associado com perda parcial da ancoragem da armadura longitudinal.

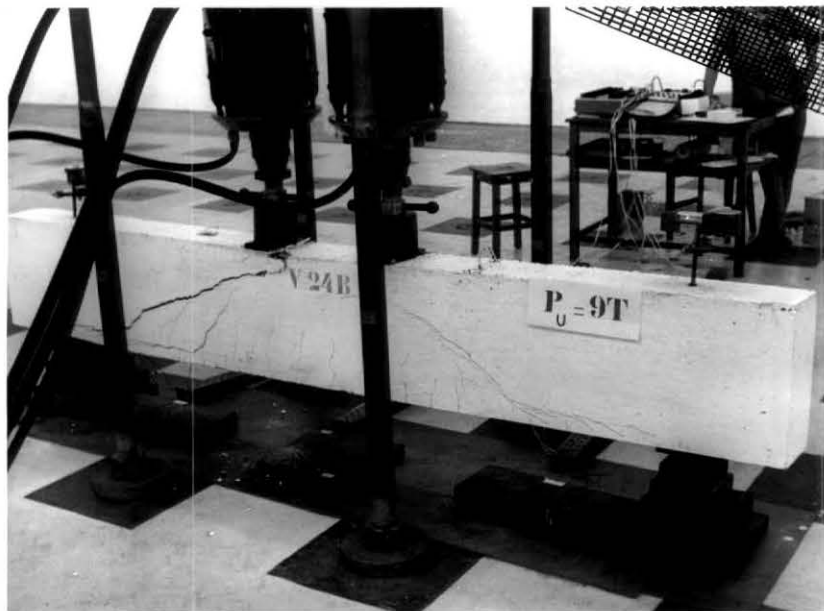


FOTO 24 - Vista da outra face da viga 24B notando-se, à esquerda, o concreto esmagado sob a carga.